

**Informe sobre la estabilidad de las bóvedas de la
nave y del sistema de contrarresto de
la catedral de Palma de Mallorca**

por:

Santiago Huerta Fernández

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

En base a los levantamientos realizados por:

Paula Fuentes González

DR. ARQUITECTO
BRANDENBURGISCHE TECHNISCHE UNIVERSITÄT COTTBUS-SENFTENBERG

Rosa Ana Guerra Pestonit

DEPARTAMENTO DE ENXEÑERÍA AGROFORESTAL
UNIVERSIDADE DE SANTIAGO DE COMPOSTELA

CABILDO CATEDRAL DE MALLORCA

Madrid, marzo de 2017

Índice

1. Introducción: Objetivo del informe	2
2. Marco teórico	3
2.1 El material: hipótesis del análisis límite	3
2.2 Condición de estabilidad; seguridad	3
2.3 Teorema Fundamental de la seguridad: el enfoque del equilibrio	4
2.4 Movimientos y grietas	4
2.5 Verificación de la resistencia	5
3. Deformaciones en pilares y estribos. Levantamientos de Fuentes y Guerra	6
3.1 Importancia del registro de las deformaciones	6
3.2 Levantamiento estructural	6
3.3 Nube de puntos y ortofotos	8
Representación de los desplomes. Valoración final	9
4. Análisis de estabilidad	13
4.1 Arco y muro perpiaño de la nave central	15
4.2 Arbotantes	17
4.3 Bóvedas de la nave mayor	20
4.5 Muro y arco perpiaño de la nave lateral	29
4.6 Bóveda nave lateral	30
4.7 Bóveda de las capillas	31
4.8 Muros del cuerpo de luces y sobre los arcos de las capillas	31
4.9 Peso del pilar	32
4.10 Peso del estribo	32
4.11 Análisis global de estabilidad	33
4.12 Seguridad del pilar de la nave	33
4.12.a Seguridad geométrica	38
4.13.b Tanteos de estabilidad	40
4.13 Estabilidad geométrica de los estribos exteriores	42
4.13 a. Estabilidad lateral de los estribos del lado sur	43
4.14 Niveles de tensiones en la fábrica	44
5. Conclusiones	45
6. Bibliografía	47
7. Láminas	49
Apéndice 1. Informe sobre el desprendimiento de un fragmento de piedra de la bóveda de la catedral de Palma de Mallorca el 4 de junio de 2015	75
Apéndice 2. Levantamiento para el análisis de estabilidad de la Catedral de Mallorca por <i>P. Fuentes y R. A. Guerra</i>	83

1. Introducción: Objetivo del informe

La estabilidad de la catedral de Palma de Mallorca ha causado preocupación en el Cabildo Catedral en los últimos dos decenios, en particular las bóvedas y contrarresto de las grandes naves. La cabecera (la capilla Real y de la Trinidad, las capillas absidales) no parece haber suscitado ninguna preocupación, ni en la actualidad ni a lo largo de la historia. Por el contrario, en la gran nave, las esbeltas proporciones siempre han causado asombro, cuando no miedo, a los visitantes. El observador atento puede apreciar tanto en la nave mayor como en las laterales deformaciones y agrietamientos; por el exterior, el mismo observador puede ver algunos estribos inclinados. Por otra parte, en los libros de fábrica hay registros de hundimientos y reparaciones de algunas de las bóvedas. Finalmente, en el último decenio ha habido desprendimientos ocasionales de pequeños fragmentos de piedra.

Estas preocupaciones contrastan con la propia supervivencia de la catedral durante más de cinco siglos. Ninguna situación crítica puede prolongarse durante un espacio de tiempo tan largo sin dejar un rastro de accidentes catastróficos. Sabemos que no es el caso. Ha habido incidentes locales, pero estos son consustanciales a una vida larga. Demuestran la "vitalidad" y "buena salud" del edificio, su capacidad de afrontar situaciones difíciles y salir airoso.

No obstante, dado que la preocupación existe, parece necesario realizar un estudio que determine la estabilidad de la estructura principal (bóvedas, pilares y sistema de contrarresto) de la Catedral de Palma dentro del marco del moderno Análisis Límite de Estructuras de Fábrica de Heyman, el marco teórico más adecuado para este tipo de construcciones

No se podría realizar el estudio sin una descripción geométrica de su estado actual, que registre la forma global y las distorsiones que ha sufrido a lo largo de la historia. Las doctoras arquitectas Paula Fuentes González y Rosa Ana Guerra Pestonit, han realizado un detalladísimo levantamiento de la geometría de la catedral con vistas a suministrar la información que permita realizar el estudio de estabilidad, y han contestado a todas las dudas y preguntas que les he planteado, aportando cuando ha sido necesario, estudios de detalle. Hemos tomado este estudio de la geometría de la catedral como base de nuestros análisis.

AGRADECIMIENTOS:

El Cabildo Catedral me ha suministrado toda la información sobre los estudios anteriores presentes en el Archivo Capitular de Mallorca. Debo agradecer también a los arquitectos de la catedral. Primero Enric Taltavull y después Guillermo Reynes me han acompañado en las numerosas visitas de inspección y me han aportado sus opiniones, como también lo ha hecho Bartomeu Bennassar, aparejador del Obispado. A todos ellos agradezco, en particular, su paciencia. Este informe, que empecé con la idea de terminar en unos meses, se ha demorado durante casi tres años.

2. Marco teórico

Al realizar los estudios se ha aplicado la teoría del Análisis Límite de Estructuras de Fábrica, tal y como la ha desarrollado fundamentalmente Heyman en los últimos decenios —véase Heyman (1999, 2011 y 2015). En este apartado se resumirán los principios e ideas fundamentales.

2.1 El material: hipótesis del análisis límite

Se considera la estructura de fábrica formada por un material rígido-unilateral, que resiste compresiones pero no resiste tracciones. Es decir, imaginamos la fábrica como un conjunto de bloques indeformables en contacto seco y directo que se sostienen por su propio peso. Supondremos también que las tensiones son bajas, no habiendo peligro de fallo por resistencia, y que el rozamiento entre las piedras es suficientemente alto como para impedir su deslizamiento. Estas tres hipótesis dan lugar a los Principios del Análisis Límite de las Fábricas:

- (1) la fábrica presenta una resistencia a compresión infinita;
- (2) la fábrica tiene una resistencia a tracción nula;
- (3) el fallo por deslizamiento es imposible.

La hipótesis (1) va ligeramente en contra de seguridad y se comprobará mediante un cálculo numérico. La suposición (2) va, evidentemente, a favor de seguridad. Finalmente, la hipótesis (3), vuelve a estar en contra de seguridad, pero los casos de deslizamiento entre piedras son extremadamente raros (suelen estar asociados a movimientos sísmicos).

2.2 Condición de estabilidad; seguridad

La condición de estabilidad de una fábrica construida con un material que cumpla los principios anteriores exige que la trayectoria de las fuerzas, la «línea de empujes», esté contenida dentro de la estructura; esto es, para cada sección hipotética de la estructura la resultante de las fuerzas debe estar contenida en su interior.

La seguridad está determinada, en cada sección, por la distancia relativa de la resultante de tensiones (empuje) a sus bordes. El coeficiente de seguridad es geométrico y definirá la posición que dicho empuje no debe sobrepasar dentro de cada sección. Los coeficientes de seguridad dependen del tipo y uso de la estructura, y tienen un carácter empírico. En particular, para el caso de edificios, son distintos para arcos y bóvedas y para estribos; el coeficiente de éstos últimos es mucho más restrictivo, por los motivos que se discutirán en el apartado dedicado a la seguridad del sistema de contrarresto.

2.3 Teorema Fundamental de la seguridad: el enfoque del equilibrio

Si la estructura es hiperestática, como es habitual, será posible encontrar infinitas líneas de empujes contenidas dentro de la fábrica, que corresponden a las infinitas situaciones de equilibrio posibles (la línea de empujes no es más que una representación gráfica de las ecuaciones de equilibrio).

Si se cumplen los principios del análisis límite enunciados antes se puede demostrar el siguiente Teorema Fundamental del Análisis Límite (Teorema de la Seguridad o del Límite Inferior): *Dada una estructura, si es posible encontrar una situación de equilibrio compatible con las cargas que no viole la condición de límite del material (esto es, que no aparezcan tracciones) la estructura no colapsará. Aplicado a las fábricas: si es posible dibujar una línea de empujes contenida dentro de la estructura la estructura no se hundirá.*

La potencia del Teorema radica en que la línea de empujes, es decir, la situación de equilibrio, puede ser elegida libremente. Elegida una línea, podremos aplicar las condiciones de seguridad a cada una de las secciones que atraviesa y obtener, de esta forma, un límite inferior para el coeficiente de seguridad geométrico: sabemos que la estructura tiene al menos ese coeficiente de seguridad (en general, sería posible encontrar una línea de empujes que diera una situación más favorable).

El problema de la seguridad de las fábricas es, pues, un problema de estabilidad. De los tres criterios fundamentales que debe cumplir una estructura (resistencia, rigidez y estabilidad), es éste último el que gobierna el proyecto de las fábricas: las tensiones son bajas y las deformaciones pequeñas. El criterio de estabilidad conduce a una visión de las estructuras de fábrica basada firmemente en la geometría: es la forma la que posibilita que las trayectorias de esfuerzos estén siempre dentro de los límites de la fábrica (para una exposición clara y muy detallada de este enfoque, véase Heyman, 1999).

2.4 Movimientos y grietas

Las grietas son algo natural en un material que no resiste tracciones. De hecho, los agrietamientos son la única forma de adaptarse a pequeñas variaciones en las condiciones de contorno (por ejemplo, a un pequeño desplazamiento de los estribos, etc.). Las grietas dividen la estructura en un conjunto «articulado» de bloques que se mueve y adapta a las nuevas condiciones de contorno. A cada movimiento corresponde un agrietamiento distinto y una estructura puede presentar a lo largo de su historia distintos agrietamientos, que corresponden a distintas posiciones de las líneas de empujes (distintas soluciones de las ecuaciones de equilibrio). Sin embargo, el Teorema Fundamental nos asegura que, si encontramos «un sistema de líneas de empujes» (esto es una cierta situación de equilibrio) dentro de la fábrica, aunque pueden moverse bruscamente, éstas nunca se saldrán de los límites de la fábrica con lo que la estabilidad está asegurada. El Teorema de la Seguridad suministra el marco básico para cualquier análisis de equilibrio de una construcción de fábrica.

2.5 Verificación de la resistencia

Se ha dicho que la resistencia no es el criterio que rige el proyecto de las fábricas. Esta afirmación se puede comprobar calculando las tensiones de trabajo en algunas de las construcciones más grandes. Por ejemplo, la tensión media en la base de los pilares de la catedral de Beauvais que tiene las bóvedas más altas del gótico es de sólo $1,3 \text{ N/mm}^2$.

No obstante, en el caso de que la piedra sea excepcionalmente blanda o que el elemento de estudio soporte cargas concentradas muy grandes, se puede realizar una comprobación de resistencia, tras haber encontrado una situación suficientemente estable. No hay que olvidar que las bajas tensiones no garantizan, en absoluto, una estabilidad segura.

3. Deformaciones en pilares y estribos. Levantamientos de Fuentes y Guerra

Antes de realizar cualquier análisis de estabilidad es preciso conocer de manera suficientemente precisa la geometría del edificio. Por este motivo se pidió al Cabildo un levantamiento previo al análisis de estabilidad que finalmente fue realizado por las arquitectas Paula Fuentes y Rosa Ana Guerra en los años 2015 y 2016. En la primera fase se levantaron los pórticos de los dos primeros tramos y dos primeros pórticos de la obra nueva, el del Mirador y el siguiente. En la segunda fase, se realizó un registro sistemático de las deformaciones de la estructura.

El primer levantamiento debía aportar datos para el análisis de pórticos concretos. El segundo registrar las deformaciones actuales en los siete pórticos de las naves de la catedral.

A continuación comentaremos los resultados desde el punto de vista de la estabilidad.

3.1 Importancia del registro de las deformaciones

El levantamiento por escáner láser tiene una precisión de centímetros; sirve a dos propósitos fundamentales:

- 1) da una base cierta sobre la que emitir juicios sobre el estado deformado de la catedral.
- 2) establece el estado deformado de la catedral en el año 2016.

El primer punto elimina los juicios de valor alarmistas que se puedan emitir. Esto no es desdeñable dada la historia reciente de intervenciones no justificadas, provocadas por miedos inconcretos.

El segundo punto establece la propia catedral como “herramienta” de medida de los futuros desplomes. Si, dentro de decenios o siglos, vuelve a surgir la preocupación por las deformaciones de la catedral, se podrá realizar un nuevo levantamiento y comparar con el de 2016. Los desplomes en la cabeza de un pilar de 20 m o de un estribo de 40 m de altura constituyen una sensor de alta precisión. Cualquier pequeño movimiento quedará registrado, si se produce. En lo que sigue se resume el contenido del citado levantamiento que se reproduce íntegramente en el Apéndice 2 de este informe.

3.2 Levantamiento estructural

El levantamiento es un levantamiento de la estructura, busca conocer los movimientos fundamentales que ha sufrido y reflejarlos de manera clara y directa para que puedan ser empleados en un análisis estructural. En la planta de la Figura 3.1 se identifican los pórticos, del 0 al 7. El pórtico 0 está en el de origen de las naves y contiene el arco del presbiterio que comunica con la Capilla Real. A partir de él se numeran los pórticos, en sentido E-O, hasta los pies de la catedral; el pórtico 7 es el anterior al gran muro de la fachada oeste. Dentro de un pórtico, los pilares se identifican con una P y los estribos con una E. Las pilastras que separan por el interior las capillas laterales se han nombrado P_i . Finalmente, a partir del eje de la nave central, se distingue entre los elementos situados al norte, N, y al sur, S. Así, P3S es el pilar sur del pórtico 3, y E5N es el estribo norte del pórtico 5, ver Figura 3.1.

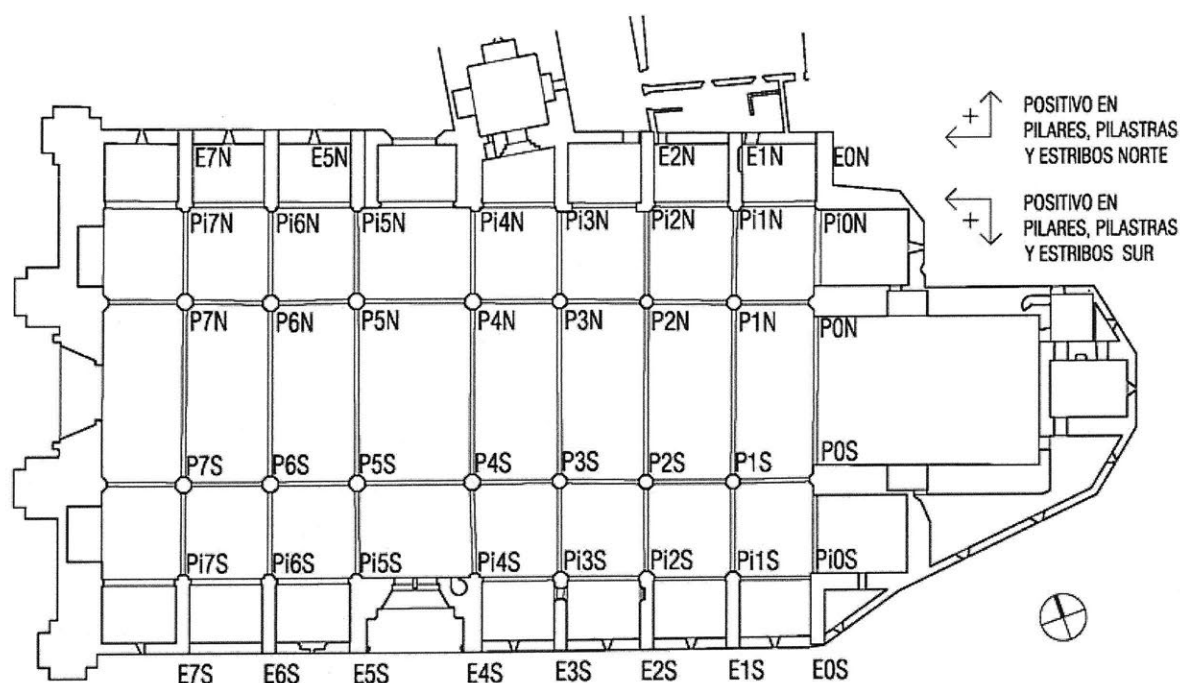


Figura 3.1

Esquema de la planta con la nomenclatura de los distintos elementos e indicación del sentido positivo de los desplomes (Fuentes y Guerra 2016)

En la Figura 3.2 se indican también los sentidos positivos de los desplomes. En lugar de tomar unos ejes generales, se ha tomado como positivo el sentido “natural”. En dirección transversal el sentido del empuje de las bóvedas centrales; en dirección longitudinal, hacia los pies de la catedral (la parte “sin contrarresto” durante la construcción).

Para facilitar el estudio de los datos se fijaron unas ciertas alturas a las que registrar los desplomes en magnitud, dirección y sentido, a cuatro alturas distintas, Figura 3.3. Los niveles se han fijado con vistas a identificar movimientos clave para el estudio estructural. Así, aproximadamente, el nivel 4 (39,3 m) marca la parte superior de los estribos, el nivel 3 (28,6 m) el arranque de las bóvedas centrales y el nivel 2 (21,6 m) la cabeza de los pilares de la nave. El nivel 1 (11 m) marca la mitad de la altura del pilar.

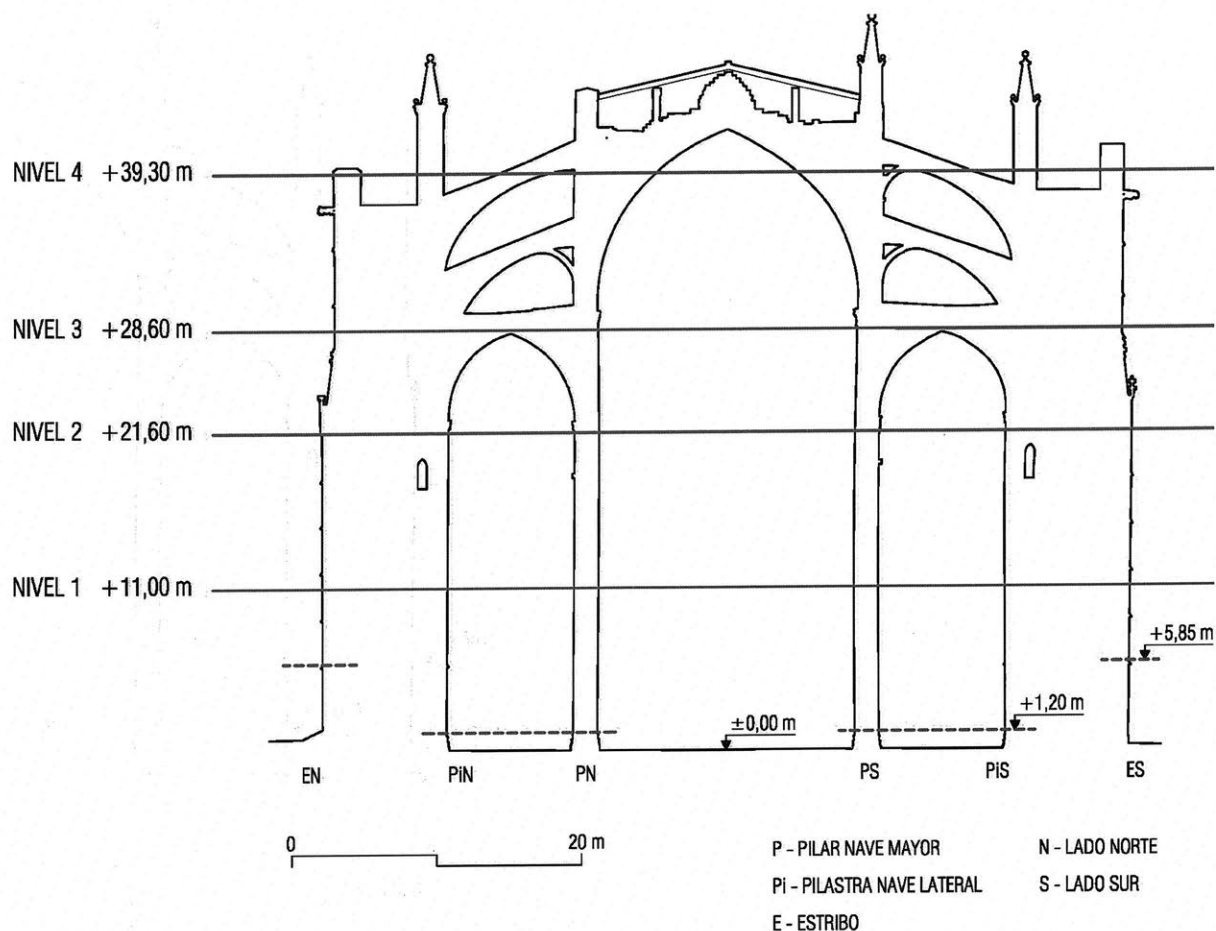


Figura 3.3
Niveles para el registro de los desplomes (Fuentes y Guerra 2016)

3.3 Nube de puntos y ortofotos

Se resume a continuación, de una manera muy simplificada, el proceso del levantamiento. El escáner se estaciona numerosas veces y se obtienen un conjunto de nubes de puntos. Previamente se han establecido puntos fijos en una “red de bases”. Con esta referencia pueden integrarse las distintas nubes (tomadas del interior y del exterior). Es un proceso de extrema complejidad. Obtenida la nube “final”, se realizan las llamadas “ortofotos” (proyecciones de los puntos sin distorsiones sobre determinados planos). Finalmente, sobre la ortofoto se va dibujando el levantamiento buscado. En este caso, se buscaba la geometría deformada de pilares y estribos, y se acotaban los desplomes a determinadas alturas.

Representación de los desplomes. Valoración final

Los desplomes se representaron finalmente en la planta de la Figura 3.4 que se recoge en el Apéndice 2. En la parte inferior se ha ampliado una parte de la planta. Esta planta es el documento que “fija” el estado de deformación de la catedral en 2016.

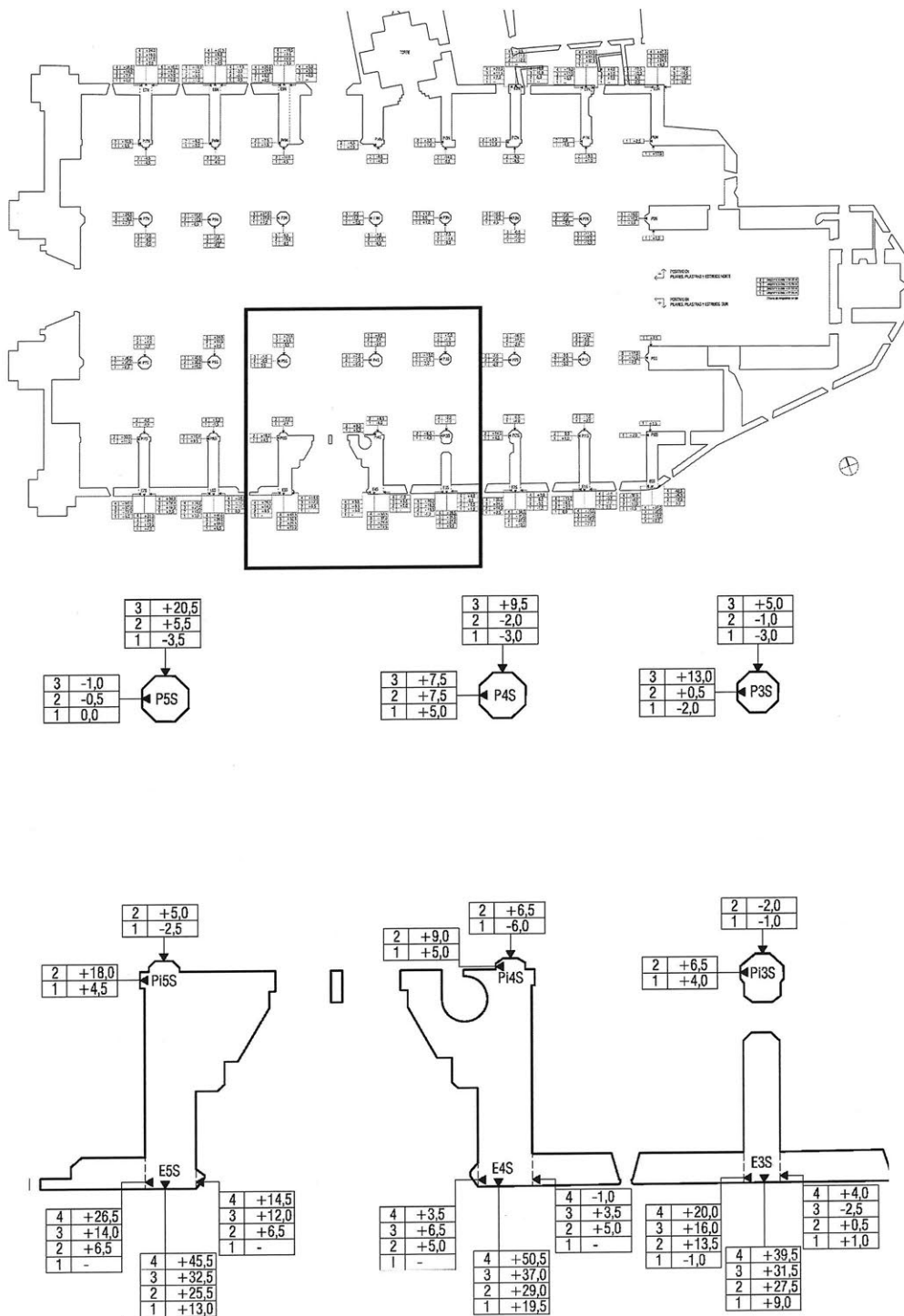


Figura 3.4

Plano de desplomes de la catedral de Palma de Mallorca (Fuentes y Guerra 2016)

El plano de la Figura 3.4 registra de manera clara los desplomes, pero no es fácil de usar. Las autoras del informe han pasado los datos a una serie de esquemas que facilitan extraordinariamente su lectura e interpretación.

Un primer problema en la representación reside en la escasa magnitud de los desplomes en relación con las dimensiones generales (en torno al 1% como máximo). Esto quiere decir que si se dibujara la geometría deformada con una ideal, donde todas las líneas son verticales y no hay desplomes, ambos dibujos se confundirían. En la Figura 3.5 puede verse el problema con claridad (las autoras me han facilitado amablemente esta figura explicativa que no se incluye en el levantamiento). Sobre la ortofoto del pórtico 5 se ha dibujado el contorno real de pilares y estribos, que se confunde con las líneas verticales de punto. Para distinguir los desplomes se han multiplicado por 10. Ahora sí se puede apreciar la geometría deformada con claridad y las curvaturas en los pilares.

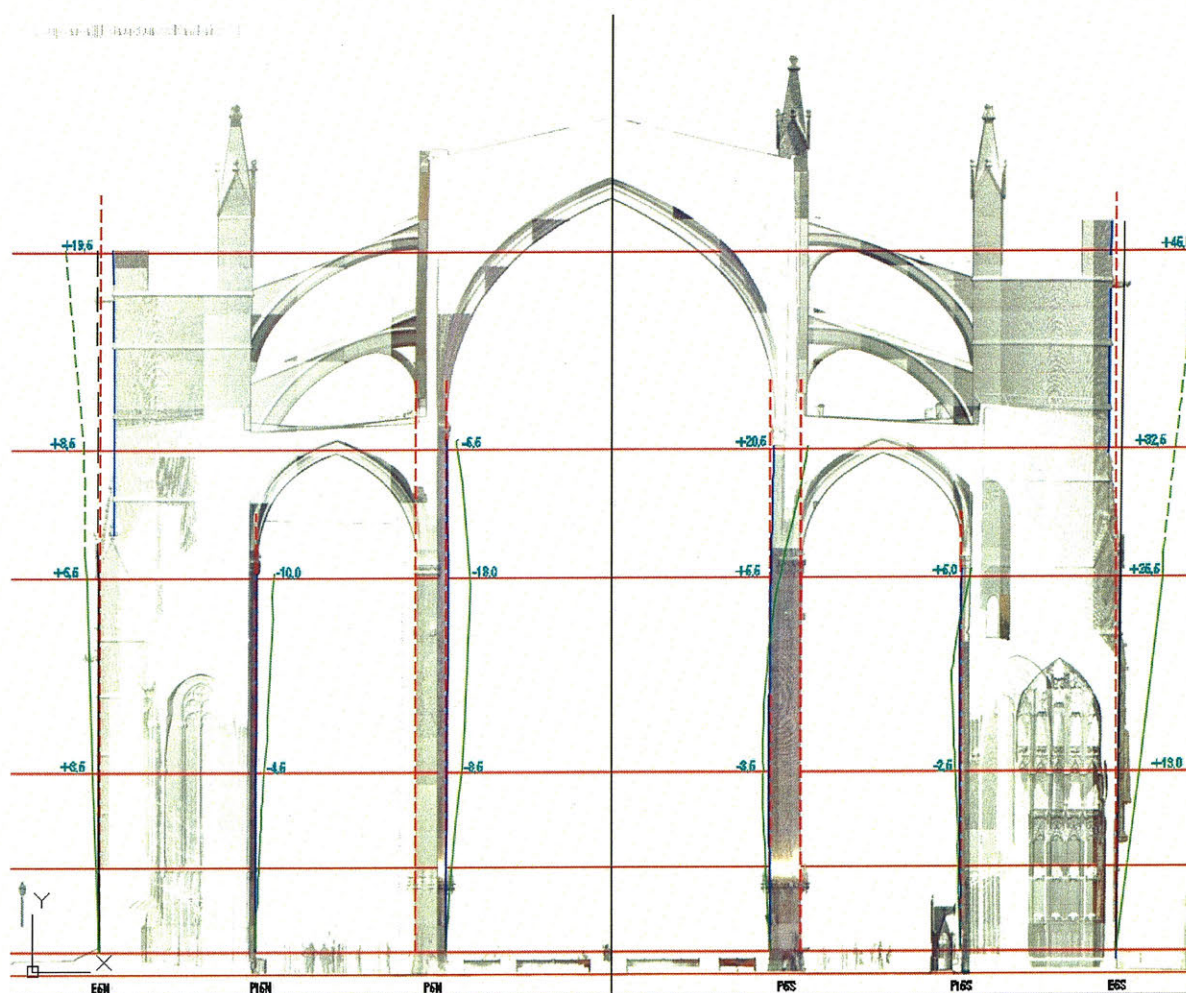
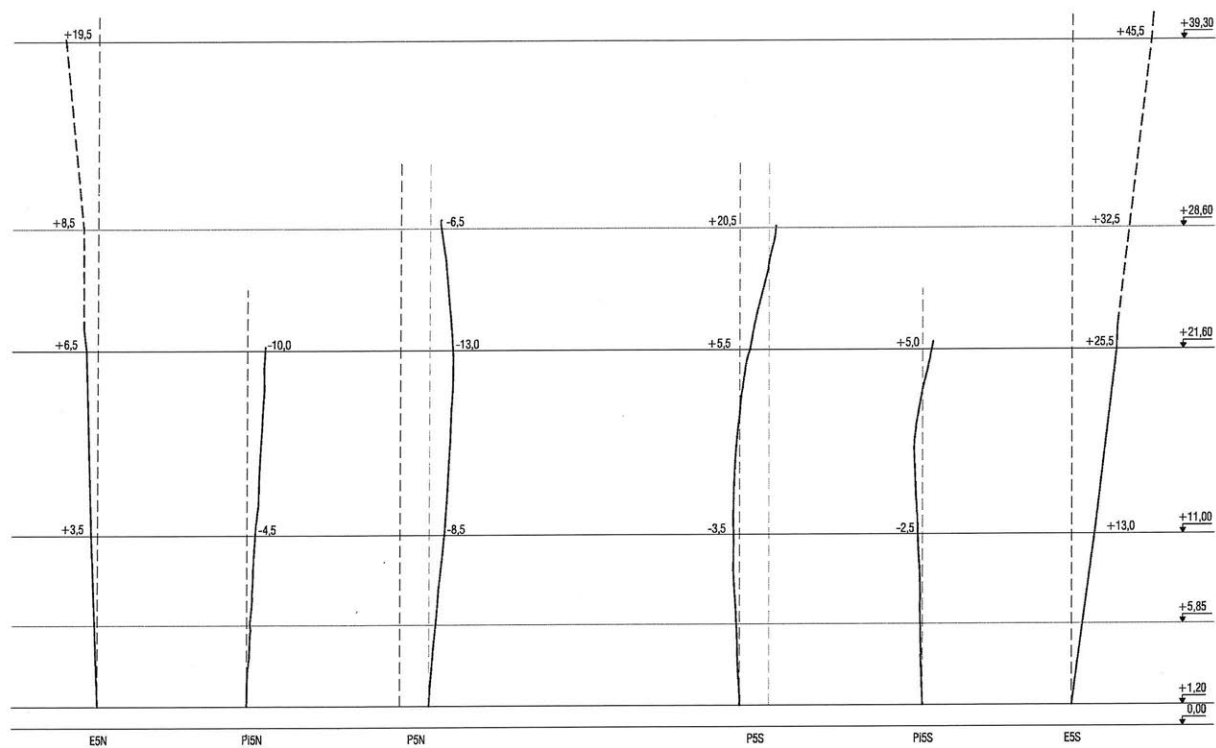
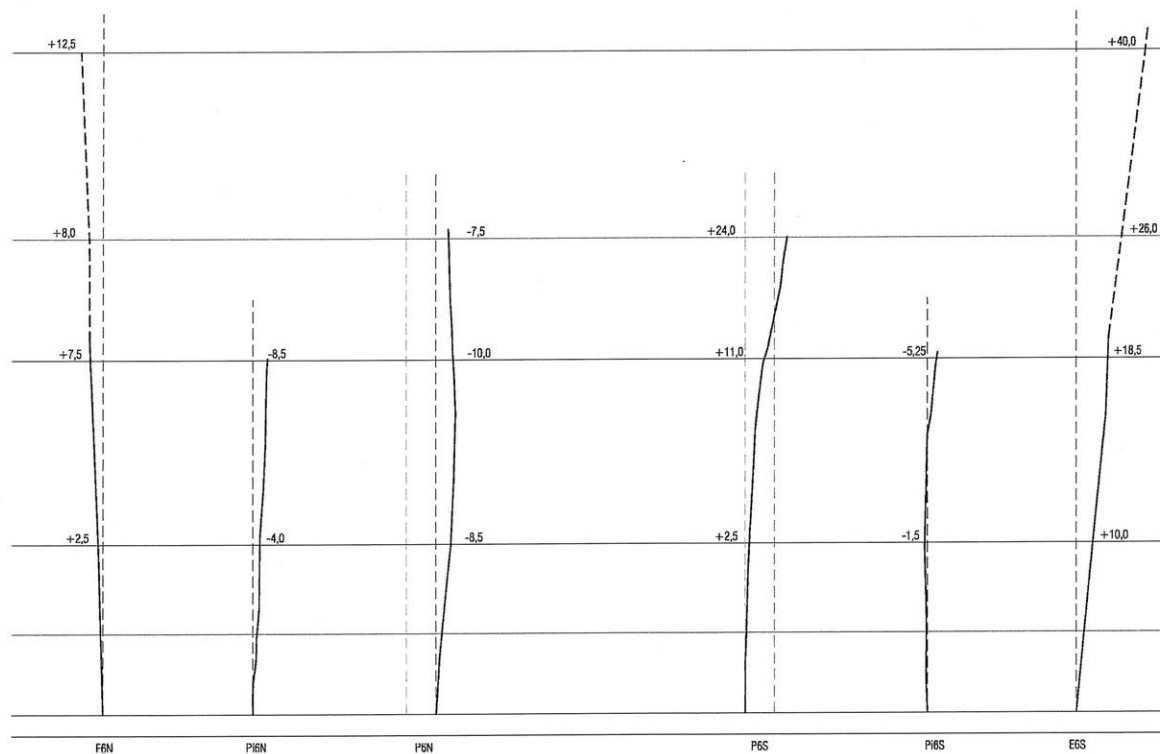


Figura 3.5
Ortofoto del pórtico 5 con las curvas de desplomes superpuestas (Fuentes y Guerra 2016)

Se han realizado esquemas como el superpuesto a la ortofoto de la Figura 3.5 para los siete pórticos. Los levantamientos se recogen en el citado Apéndice 2. Como muestra se reproduce el correspondiente a los pórticos 4 y 5.



DESPLONES PÓRICO 5



DESPLONES PÓRICO 6

Figura 3.6
Desplomes en los pórticos 5 y 6 (Fuentes y Guerra 2016)

Otro resultado muy interesante del levantamiento es el desplome lateral de los pórticos. Los valores son pequeños, irrelevantes desde el punto de vista de la seguridad, pero resulta llamativo y se puede relacionar con los documentos históricos de las sucesivas reparaciones que figuran en los libros de obra y han sido publicados por Domenge. En la Figura 3.7 se reproduce el plano de desplomes de los estribos en el lado sur. Aquí, aparece un fenómeno curioso: la variación de espesor de los estribos al acercarse a su coronación. La explicación de este hecho precisa del estudio e interpretación de los libros de fábrica. Nos limitamos aquí a señalarlo.

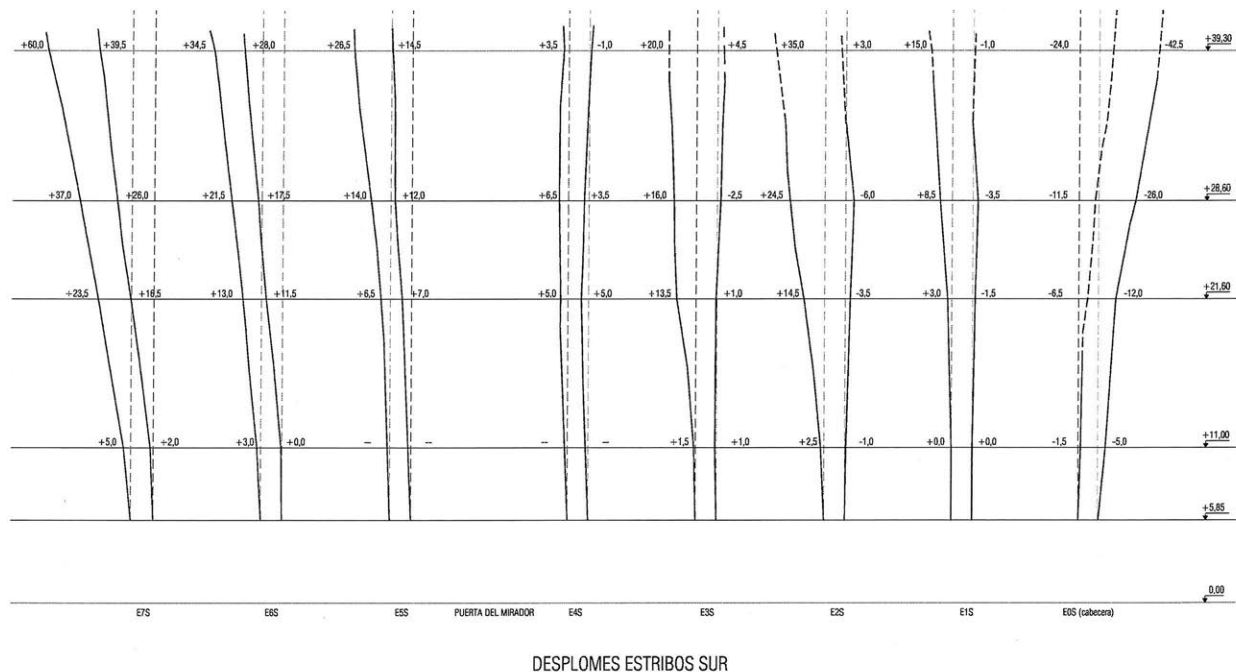


Figura 3.7

Desplomes en los estribos de la fachada sur (Fuentes y Guerra 2016)

En resumen, el levantamiento constata que, en efecto, la catedral se ha movido desde su construcción. Con toda probabilidad los mayores movimientos se produjeron durante el periodo inmediatamente posterior al descimbramiento de las bóvedas, con el consiguiente asiento del suelo bajo las cimentaciones. Este proceso se produjo a medida que se iban construyendo los tramos. El estudio de estos desplomes aportará datos importantes para un estudio histórico de la construcción.

Desde el punto de vista del presente informe, lo importante es que los movimientos son, todos ellos, “pequeños”, del orden de 1% de las dimensiones generales del elemento en cuestión. Así, en la catedral de Palma se verifica la usual hipótesis de pequeñas deformaciones: las ecuaciones de equilibrio antes y después de la deformación permanecen iguales. La catedral se ha adaptado a los sucesivos cambios de las condiciones de contorno a lo largo de su historia sin apenas cambiar de forma.

Este resultado crucial del levantamiento realizado por las arquitectas Paula Fuentes y Rosa Ana Guerra debería despejar cualquier duda sobre la estabilidad general de la Catedral.

4. Análisis de estabilidad

La estructura principal de la catedral es un sistema de “pórticos” formados por los arcos perpiaños de las naves central y laterales, los pilares, arbotantes y estribos, Figura 4.1. Sobre los pórticos descansan las bóvedas y los muros que cierran el cuerpo de luces, las naves laterales y las capillas.

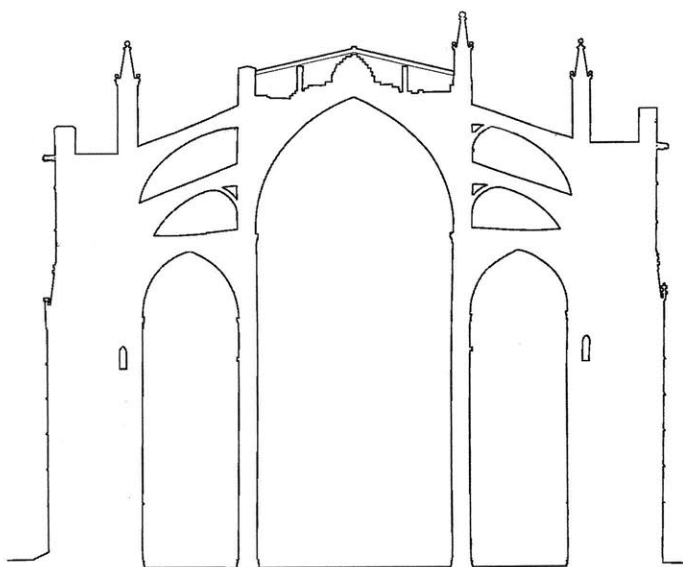


Figura 4.1

Pórtico tipo (Fuentes y Guerra 2016)

Puede verse que los pilares, muy esbeltos, reciben el empuje de las bóvedas laterales. Más arriba entra el empuje de los arcos perpiaños y bóvedas de la nave central. Estos empujes se transmiten finalmente, a través de los arbotantes y del muro perpiaño de la nave lateral, hasta los grandes estribos. La fábrica se deforma y, mirando con atención, la deformación es visible:

- los pilares presentan una contra curvatura. Primero se inclinan hacia la nave y luego hacia arriba. Las dos curvaturas se “suman” visualmente y las deformaciones parecen mayores de lo que son.
- los estribos se inclinan hacia afuera. Por falta de referencia esto no se aprecia desde el exterior. También se inclinan en sentido perpendicular al del plano de la Figura 4.1 y esto sí se aprecia desde el Parc de la Mar, a unos doscientos metros de distancia.

El levantamiento de Fuentes y Guerra (2016) ha demostrado que las deformaciones son “pequeñas”, estando las máximas alrededor del 1% de las dimensiones generales. La catedral se ha movido “poco” y esto es una prueba irrefutable de su estabilidad.

No obstante, se realizará el análisis dentro del marco de la moderna teoría de estructuras para cumplir con el encargo y justificar mecánicamente lo que ya constituye una certeza empírica.

El análisis se realiza con la geometría real medida en los levantamientos aportados por las doctoras arquitectas Paula Fuentes y Rosa Ana Guerra.

Se estudiará el pórtico que puede resultar más crítico, que corresponde al tramo del Mirador, que tiene un ancho mayor que el resto de los tramos, Figura 4.5. En efecto, la bóveda del Mirador presenta unas dimensiones en planta, a caras interiores de los arcos perpiaños y formeros, de $18,6 \times 11,4$ m. El resto de las bóvedas tienen dimensiones de, aproximadamente, $18,6 \times 8,10$ m. Hay que señalar que las dimensiones varían en cada tramo y que, incluso, dentro de cada tramo hay irregularidades. El tema de cuál puede haber sido la “geometría original”, qué proporciones y trazado sirvieron de guía durante la construcción, sin duda apasionante, no entra dentro del presente estudio en el que, como se ha dicho, sólo influyen las dimensiones generales.

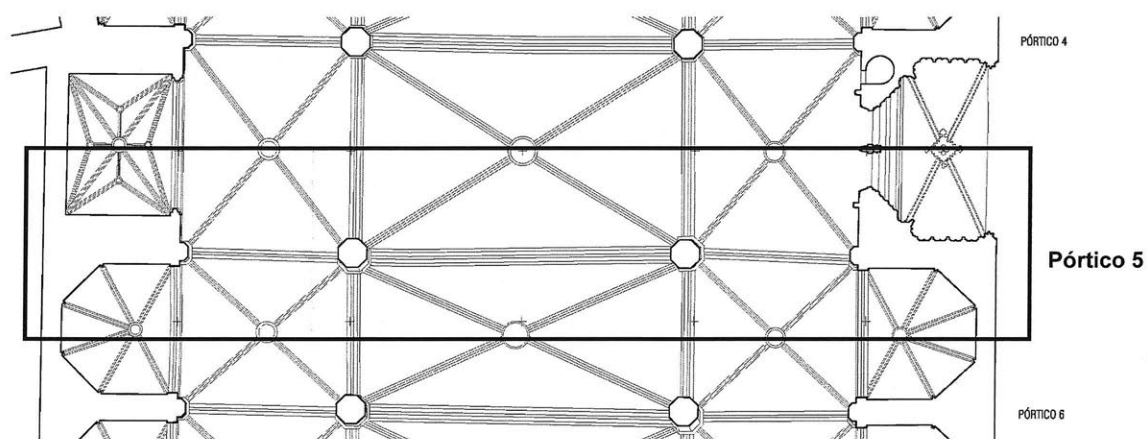


Figura 4.2
Pórtico 5 (Fuentes y Guerra 2016)

El pórtico se puede imaginar compuesto de los siguientes elementos y este es el primer paso del análisis estructural:

- arco y muro perpiaño de la nave central
- pilar del cuerpo de luces (parte del muro)
- arbotantes superior e inferior
- arco y muro perpiaño de la nave lateral
- pilar de la nave
- estribos exteriores

Sobre el pórtico cargan:

- bóvedas centrales
- muro del cuerpo de luces
- muro sobre los arcos de la nave
- bóveda laterales
- muro sobre los arcos de las capillas
- bóvedas de las capillas

A continuación se estudio el equilibrio de cada uno de los elementos bajos las cargas que soporta.

4.1 Arco y muro perpiaño de la nave central

Lo primero que se ve al subir al bajo-cubierta son unos grandes muros de sillería que apoyan sobre los arcos perpiaños de la gran nave. Estos muros fueron añadidos, como se verá, para contribuir a la estabilidad de los pilares de la nave. En efecto, al aumentar el peso en cabeza del pilar, aumenta su seguridad respecto al empuje de la nave lateral.

El arco perpiaño tiene una sección grande, que se inscribe en un cuadrado de un metro de lado. Sobre su trasdós se levanta el muro de sillería que en su parte superior presenta un espesor de unos 60 cm.

La cubierta apoya sobre la coronación del muro y un pilar intermedio de marés. La cubierta actual de vigas y viguetas de acero sustituye a una anterior de madera. Sin embargo, en origen la cubierta estaba formada por planchas de marés, apoyadas sobre tabiquillos del mismo material, siguiendo la tradición mediterránea.

En la Figura 4.3 se ha reproducido una sección por el arco perpiaño. En el detalle se ve su sección.

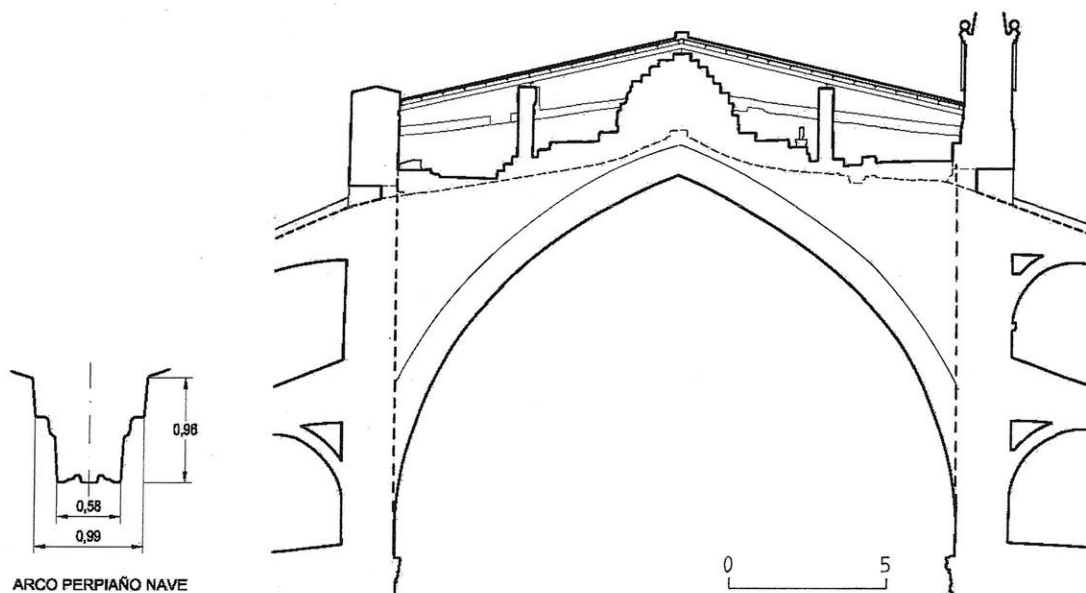


Figura 4.3
Arco y muro perpiaño de la nave mayor

Cargas

La catedral está hecha de piedra marés. Su peso específico oscila entre 16 y 20 kN/m³. Consideraremos para todos los elementos del pórtico 20 kN/m³. Supondremos que el muro tiene el mismo espesor en toda su altura de 0,60 m. A efectos de cálculo de las cargas, supondremos que el arco tiene también este mismo espesor. En cuanto a la cubierta, consideraremos un peso (peso propio y sobrecarga) de 2 kN/m².

Análisis

Se considera que las cargas y la geometría son simétricas, por lo que trabajamos con medio arco. Se imagina el conjunto arco-muro dividido por secciones verticales, como se indica en la Figura 4. Con los pesos anteriores se ha calculado la siguiente Tabla 4.1:

Elemento	Volumen (m ³)	Peso (kN)
1	2,58	51,6
2	2,00	40,0
3	1,83	36,6
4	1,93	38,7
5	2,54	50,9
6	3,33	66,7
7	4,44	88,9
8	5,95	119

Tabla 4.1

El peso total de la fábrica, arco y muro, es de 492 kN. La cubierta, que apoya en los pórticos adyacentes, produce dos cargas puntuales $Q_1 = 53$ kN y $Q_2 = 107$ kN. Con estos datos se realiza un análisis gráfico de equilibrio, obteniéndose las dos líneas de empujes de la figura.

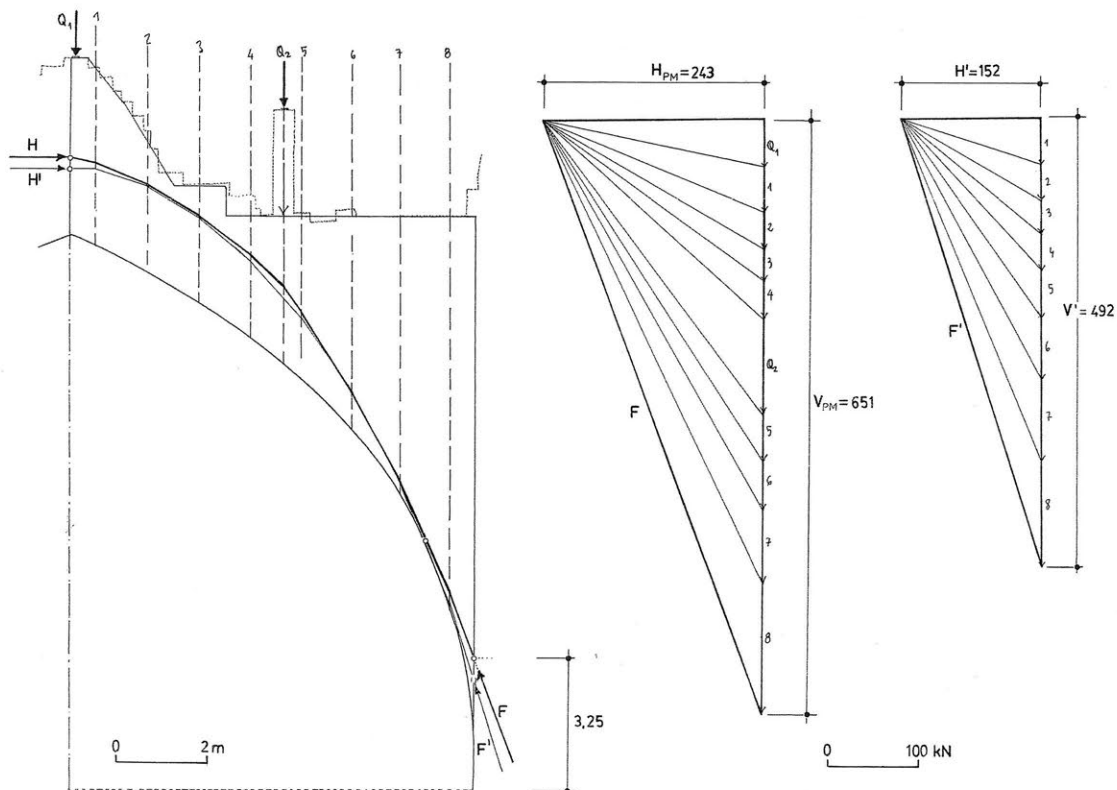


Figura 4.4
Líneas de empuje mínimo en arco y muro perpiño

La línea gruesa es la línea de empujes para la carga total y la línea fina sin la cubierta metálica (situación original). Para el presente análisis nos interesa la primera.

Se ha dibujado, entre las infinitas posibles, la línea de empuje mínimo que corresponde a un ligero cedimiento del sistema de contrarresto.

La línea se hace tangente en el intradós aproximadamente entre los elementos 7 y 8. El valor de la fuerza interna en esa sección es de unos 560 kN. La piedra del arco es, con seguridad, marés duro. Suponiendo una resistencia de 20 N/mm², se precisaría en el borde del arco un profundidad comprimida como la que se indica en el croquis de la Figura 4.5.

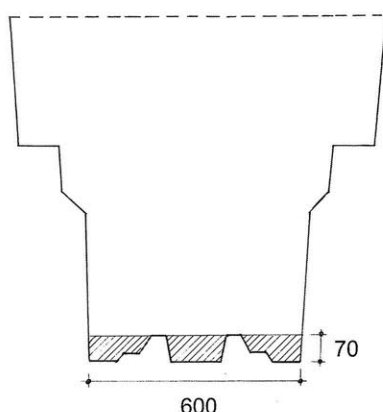


Figura 4.5

Zona comprimida en la articulación del intradós (cf. Fig. 4.3)

Sólo las molduras resistirían el empuje. Ciertamente, es posible que la piedra haya sufrido con la labra y que se puedan producir fracturas locales, como ya ha ocurrido. La fractura local desplaza la zona comprimida hacia la parte maciza del arco y, aunque preocupante, es irrelevante para la estabilidad. De hecho ha habido fallos locales recientes de este tipo: véase Apéndice 1.

4.2 Arbotantes

La catedral de Palma presenta dos niveles de arbotantes. La forma de los arbotantes, con ligeras diferencias entre la obra vieja y la nueva, es básicamente la misma en todos los pórticos. En el análisis se usará la geometría actual deformada en base al levantamiento de Fuentes y Guerra, Figura 4.5. En muchos de ellos se aprecia a simple vista un quiebro en su trasdós, consecuencia de un ligero cedimiento, inocuo, de los grandes estribos exteriores. En algunos, esto debió causar preocupación y se apeó el centro con un pilar o un muro. Muchos de ellos presentan una arquillo-tornapunta en su arranque cuyo sentido se discutirá más adelante.

Son unos arbotantes enormes, quizá los más grandes del gótico, en correspondencia con la enorme luz de la bóveda central y las grandes cargas transmitidas por los arcos perpiaños.

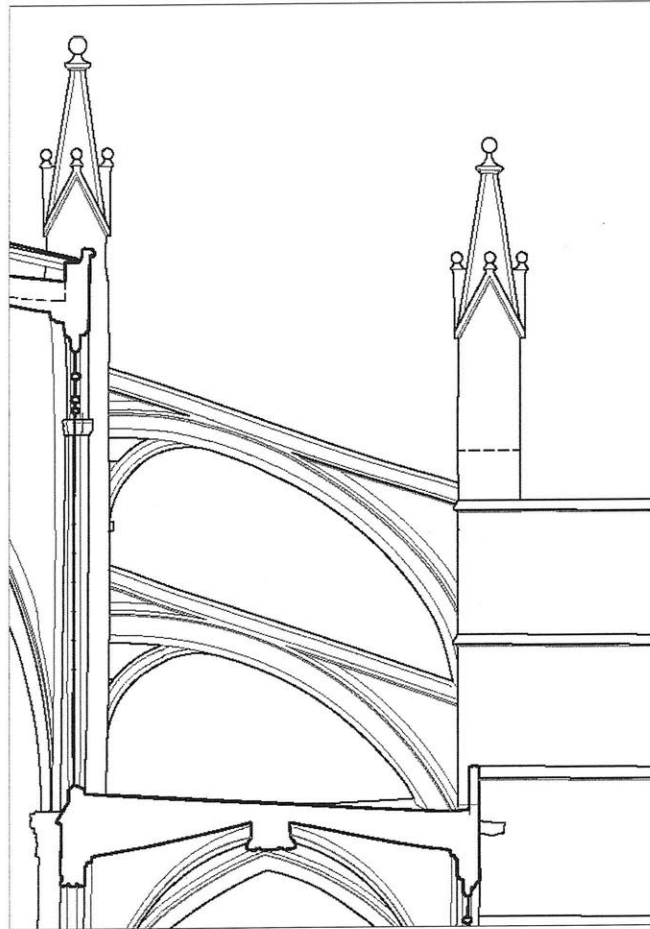
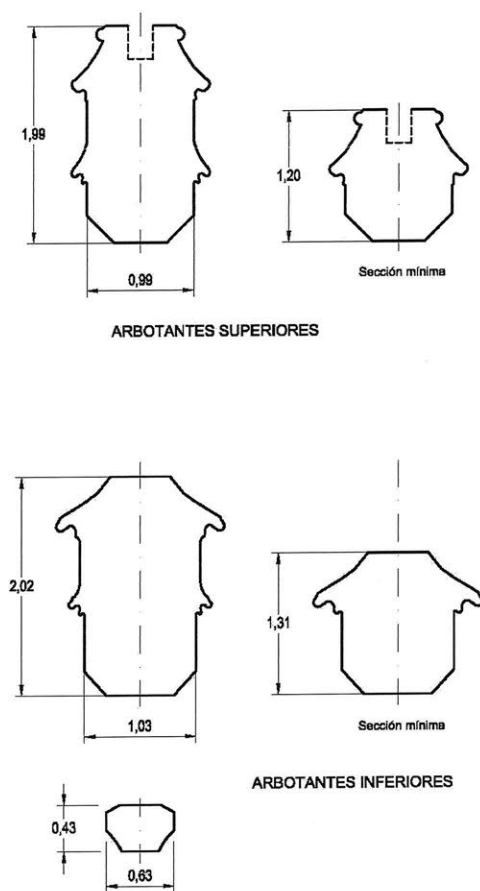


Figura 4.6

Arbotantes del pórtico 5. A la izquierda, sección en cabeza y media (Fuentes y Guerra 2016)

En el análisis de equilibrio se han imaginado los arbotantes cortados por secciones verticales. Se han calculado los volúmenes en base a la geometría del levantamiento. Se ha tomado como peso específico 20 kN/m^3 . Los resultados se resumen en las tabla 4.2:

Elemento	Volumen (m^3)	Peso (kN)
1	1,9	38
2	1,8	36
3	2,0	40
4	2,4	48
5	3,2	64
6	5,2	101

330 kN

Arbotante superior

Elemento	Volumen (m^3)	Peso (kN)
1	2,9	58
2	2,4	48
3	2,5	50
4	2,7	54
5	3,8	76
6	4,7	96

382 kN

Arbotante inferior

Tabla 4.2

Pesos de las "dovelas" en que se imagina divididos los arbotantes para su análisis

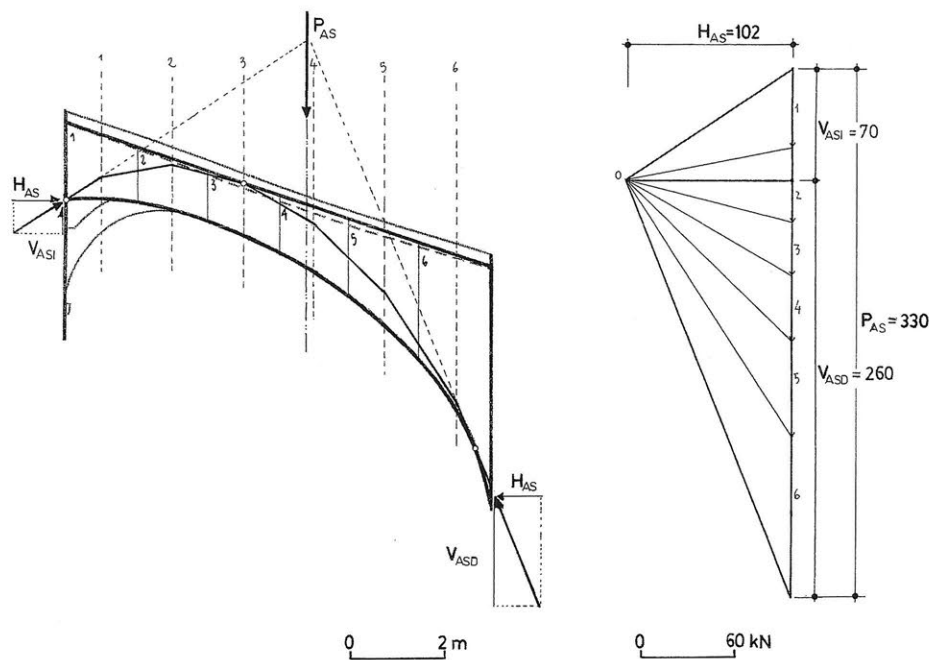


Figura 4.7
Arbotante superior. Línea de empuje mínimo

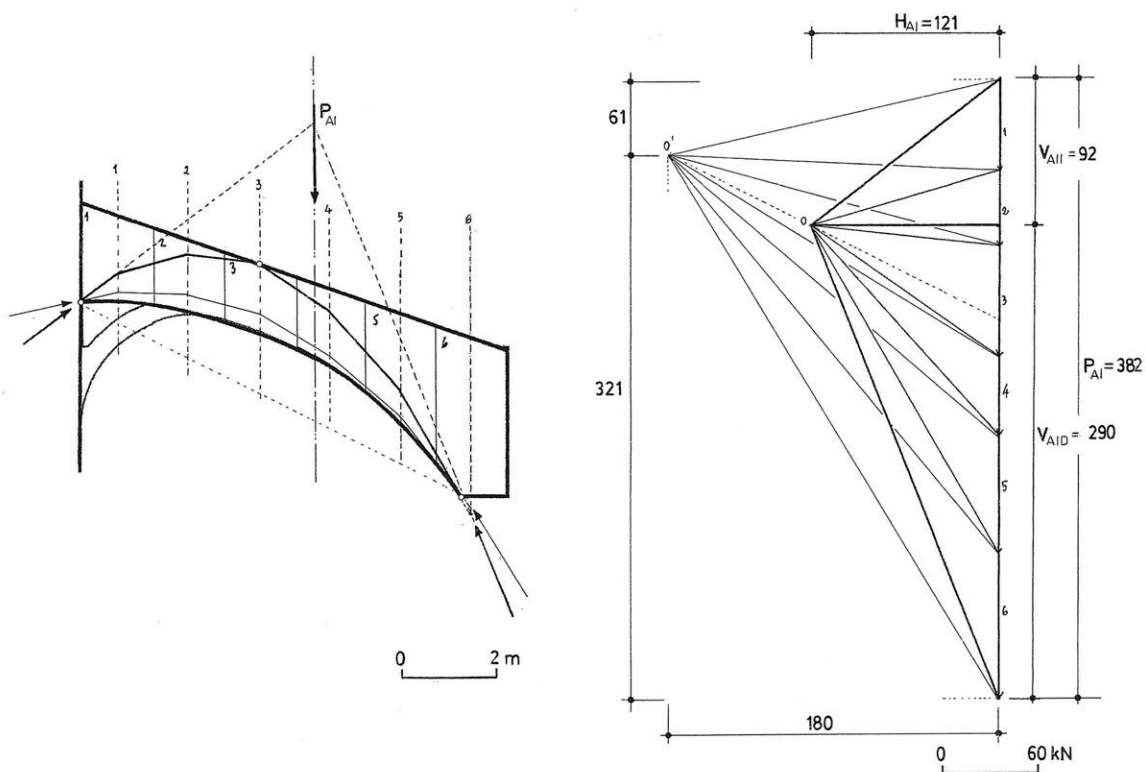


Figura 4.8
Arbotante inferior. Línea de empuje mínimo en trazo grueso

Se han dibujado las líneas de empuje mínimo para ambos arbotantes. Como se verá, en el análisis global de equilibrio, se supondrá que el arbotante superior empuja con el valor mínimo. Sin embargo, para ajustar mejor la trayectoria de las cargas, hay que tomar un valor superior del empuje que corresponde a la línea de empujes en trazo fino.

4.3 Bóvedas de la nave mayor

Para el análisis sólo se estudiará en detalle la bóveda del Mirador. El peso y empuje de la bóveda adyacente se deducirá de ella realizando una transformación afín aplicando el Teorema de la Proyección Paralela de Rankine (1858) (ver Huerta 2010).

Las bóvedas cuatrimpartitas de la nave mayor salvan unos 18 m a caras de los muros del claristorio. Probablemente son las segundas en tamaño de este tipo después de las de la catedral de Girona (23 m).

En la Figura 4.9 se han reproducido las plantas y secciones a partir del levantamiento. La Figura 4.10 es una sección constructiva esquemática por un plano próximo al arco perpiaño. A partir de los enjarjes se dispone un relleno que está formado principalmente por vasijas cerámicas. Su altura llega, aproximadamente hasta el nivel de la cabeza del arbotante superior. La parte superior estará rematada por capa de mortero sobre tejas y trozos de vasijas. Sobre este se levanta la cubierta formada por tabiquillos y planchas de marés de 6 cm de espesor. Se ha podido inspeccionar la cubierta, pero la anterior descripción del relleno se basa en estudios de otras construcciones de la misma época.

En la Lonja de Palma y en la Sala capitular de la Catedral, esta era la disposición. También se encontraron vasijas en la bóveda superior de la torre de la catedral. Finalmente, en los libros de fábrica hay continuas menciones al transporte de vasijas (González 1987, Domenge 1999).

El espesor del casco de las bóvedas está alrededor de los 24 cm, en base a las catas que se han realizado en varias de ellas.

Sobre el espinazo de las bóvedas hay una serie de sillares de unos 60 por 60 cm que sirven para estabilizar la plementería localmente. Sobre la clave mayor hay una gran pirámide de sillería.

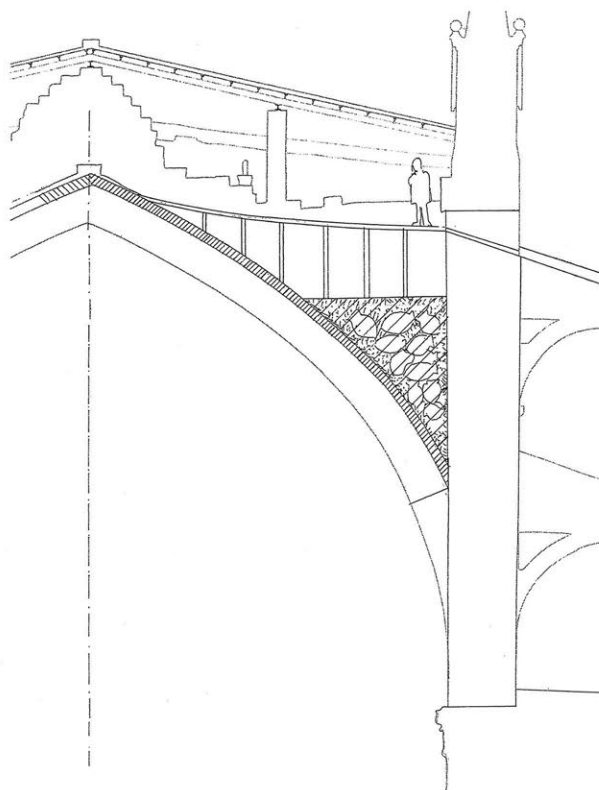
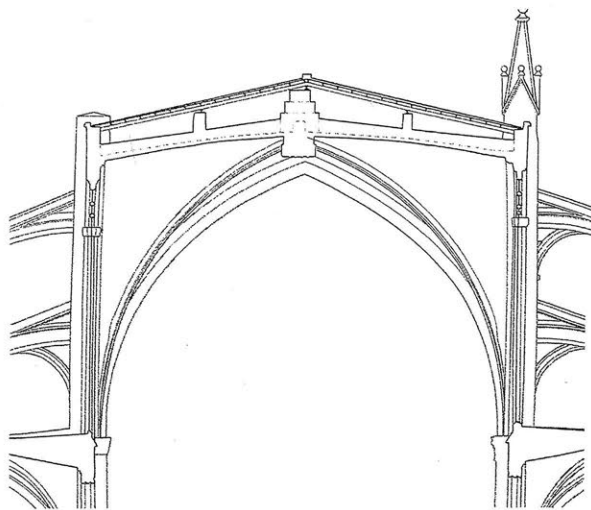


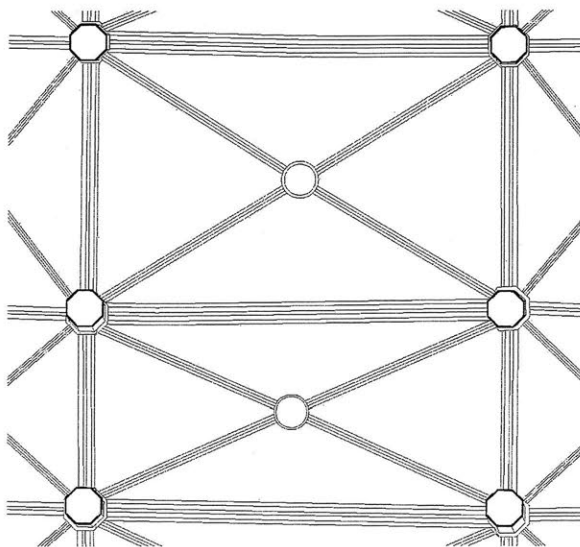
Figura 4.9

Sección constructiva cerca del perpiaño. Nótese el relleno de vasijas cerámicas

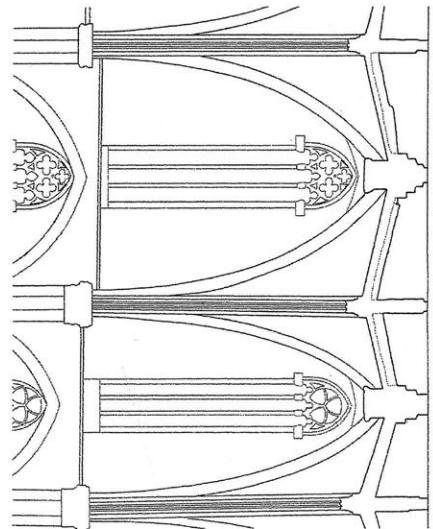


Sección transversal

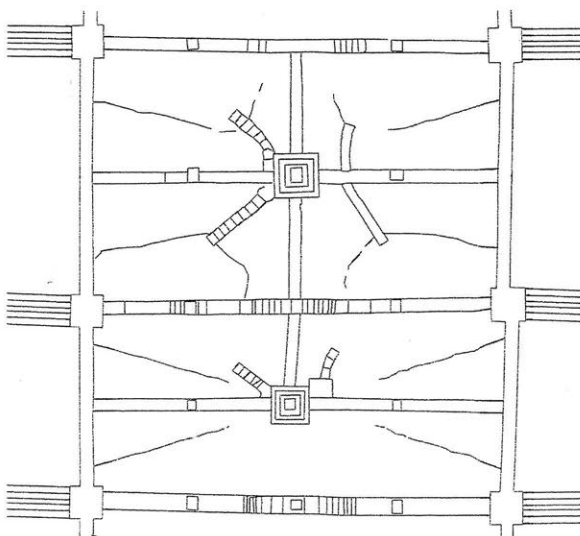
0 10 m



Planta cenital reflejada



Sección longitudinal



Planta del bajo cubierta

Figura 4.10

Plantas y secciones de la bóveda del Mirador y la adyacente (Fuentes y Guerra 2017)

El trasdós de las bóvedas de la catedral proporciona una imagen única en el gótico. La nube de puntos del levantamiento de Fuentes y Guerra muestra el trasdós de una de las bóvedas de la obra vieja; pero la disposición es la misma en todas las bóvedas. Al haber eliminado la cubierta metálica, la imagen muestra el trasdós en su estado original.

Nótese la disposición de grandes pesos con el fin de estabilizar la estructura. Los grandes sillares sobre el espinazo aseguran el delgado casco de las bóvedas. También contribuye el peso de las grandes pirámides sobre la clave mayor. Finalmente, los muros sobre el arco perpiño aumentan el peso total y contribuyen a estribar los esbeltos pilares de la nave.

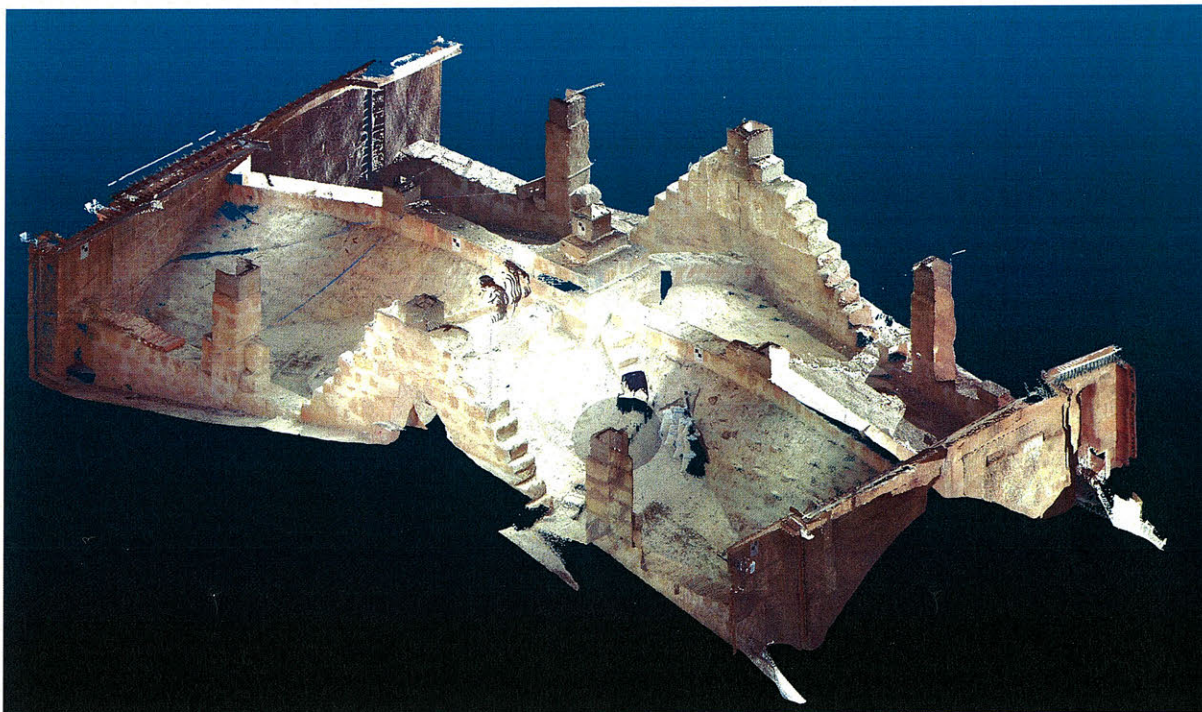


Figura 4.11

Nube de puntos del trasdós de una de las bóvedas de la obra nueva (Fuentes y Guerra 2017)

Análisis de la bóveda del Mirador

El análisis se ha realizado por el método de los cortes. Se imagina cada uno de los paños de la bóveda formado por una serie de arcos elementales, obtenidos cortando la bóveda por planos paralelos y perpendiculares al eje de la bóveda, Figura 4.12. Estos arcos apoyan sobre los arcos cruceros. Se calculan las reacciones en los arranques de los arcos y estas reacciones son las cargas que actúan sobre los arcos cruceros. Finalmente, los arcos cruceros transmiten estas cargas hacia los arranques de la bóveda. En el arranque confluye además el arco crucero de la bóveda adyacente. La composición de ambas fuerzas constituye “el empuje de la bóveda”. El método se basa en el “enfoque del equilibrio de Heyman” principal corolario del Teorema de la Seguridad (1999). Este empuje corresponde a una solución de equilibrio de la fábrica de la bóveda trabajando a compresión, entre las infinitas posibles. Dentro del marco del análisis límite podemos establecer la seguridad con respecto a cualquiera de ellas.

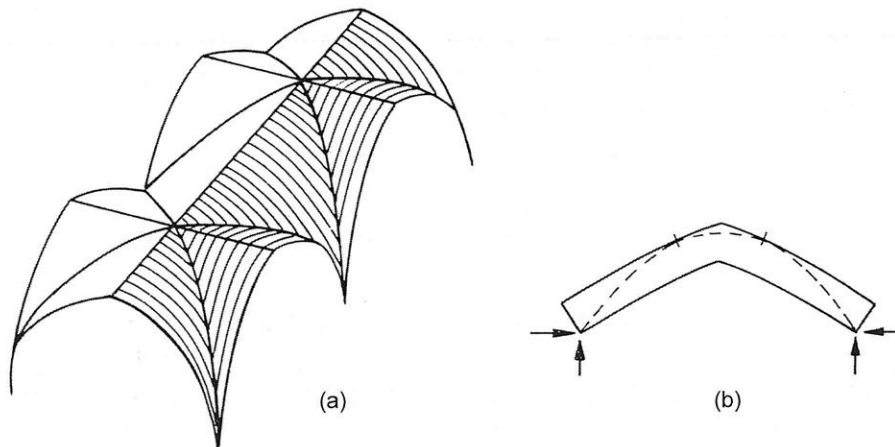


Figura 4.12

Análisis de equilibrio de una bóveda de crucería por el métodos de los cortes (Heyman 1999)

En el cálculo del empuje de las bóvedas en el pórtico 5, objeto de estudio, se ha empleado la misma técnica. En la Figura 4.13 puede verse la disposición de cortes elegida. La forma de los cortes se ha obtenido seccionando las nubes de punto del levantamiento de Fuentes y Guerra (tarea adicional que han hecho amablemente para el presente análisis); en la Figura 4.14 se muestran las secciones empleadas.

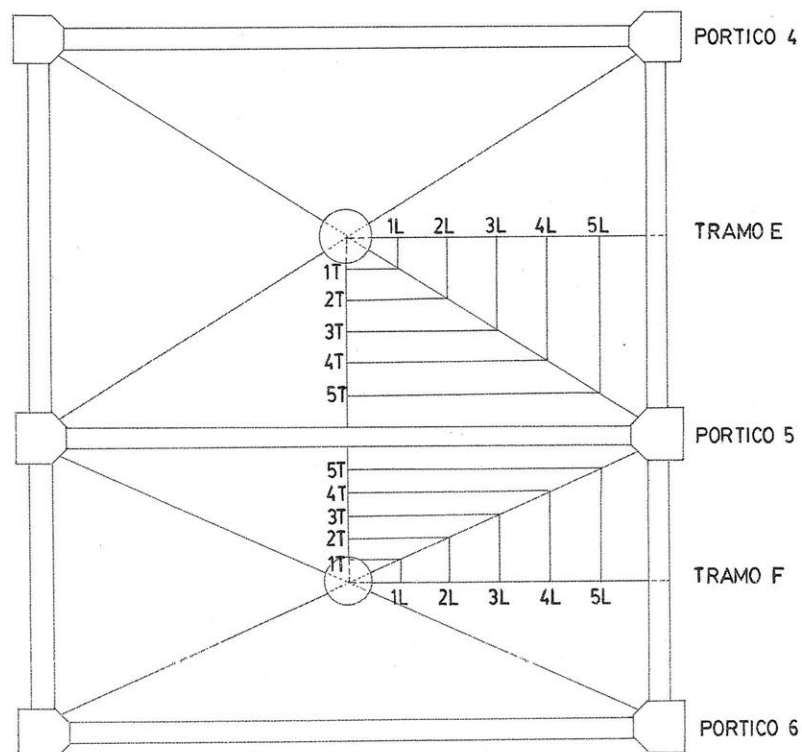


Figura 4.13

Disposición de los cortes para el cálculo del empuje de la bóveda

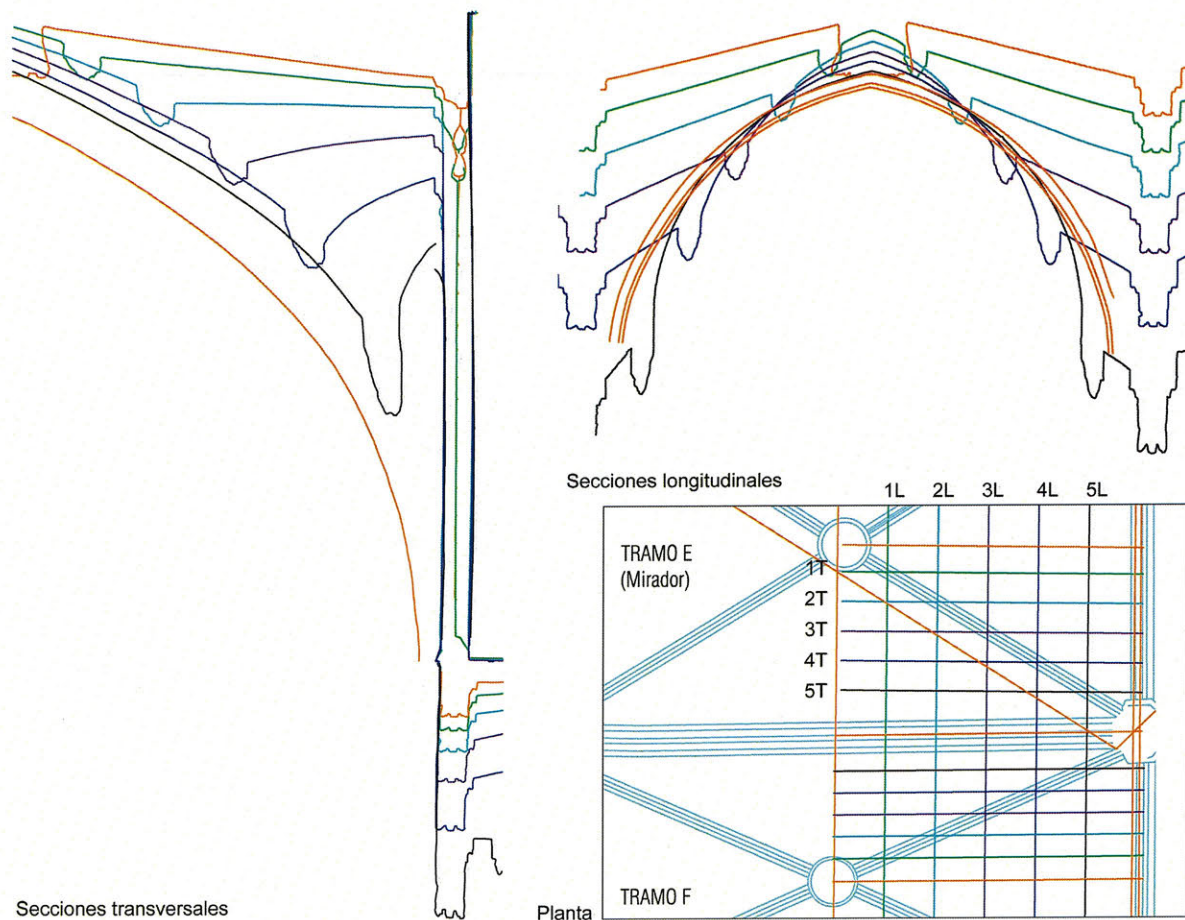


Figura 4.14

Cortes obtenidos de la nube de puntos del levantamiento (Fuentes y Guerra 2016)

Cargas

Línea de sillares sobre el espinazo: Sección de 60×60 cm, peso específico 20 kN/m³.

Casco de la bóveda: se ha considerado un marés ligero de 14 kN/m³. Se ha tomado como espesor el límite superior medido de 25 cm.

Enjarje: dado su poco volumen, se ha despreciado su peso (esta suposición va a favor de seguridad).

Relleno: El relleno es con toda probabilidad de vasijas cerámicas. No hay datos concretos. Se ha supuesto de manera muy conservadora un peso específico de 4 kN/m³ (según las dimensiones y pesos en González 1987, el “peso específico aparente” de una vasija (peso/volumen del cilindro que la contiene) se calcula en unos 2 kN/m³). La altura del relleno se ha medido a través de una cata en la cubierta: cerca del muro del claristorio es la de una persona de 1,70 m.

Cubierta: la cubierta está formada por losas de marés de 5-6 cm sobre tabiquillos verticales paralelos al eje de la nave espaciados 70 cm.

Los pesos que actúan sobre cada una de las “dovelas” se recogen en la tabla 4.3:

Elemento	arcos transversales P_i (kN)				arcos longitudinales P_i (kN)			
	2T	3T	4T	5T	2L	3L	4L	5L
1	2,6	2,6	2,6	2,6	4,2	4,2	4,2	4,2
2	3,9	4,5	4,7	3,1	3,8	3,8	3,8	4
3	4,9	5,7	6,0	4,9	5,1	4,5	4,5	4,5
4	-	6,6	8,9	5,4	-	6,6	5,1	5,4
5	-	-	6,7	6,5	-	-	9,4	7,8
6	-	-	-	14,0	-	-	-	13,8
7	-	-	-	29,8	-	-	-	-

Tabla 4.3

Pesos de los arcos elementales

Análisis de los arcos elementales

La bóveda se ha cortado como se indica en las Figuras 13 y 14. Los arcos elementales resultantes se supone que soportan la carga correspondiente a la mitad del espacio entre arcos, a cada lado. Después, se han imaginado cortes que dividen el arco en “dovelas” con juntas verticales. Finalmente, se ha dibujado una línea de empujes dentro del arco, Figura 4.16.

Las reacciones en los arranques de los arcos son las cargas sobre el arco crucero. Las componentes verticales se suman directamente; las componentes horizontales se proyectan sobre el plano del crucero y luego se suman, tabla 4.4:

Elemento	H_i (kN)	V_i (kN)
1	-	16,6
2	18,4	32,8
3	24,1	46,8
4	33,1	66,0
5	37,5	116

Tabla 4.4

Cargas sobre el arco crucero

Sobre la clave mayor hay una pirámide de sillares. Como el propósito es que “pese” he supuesto que la piedra es marés pesado de 20 kN/m^3 . En la Figura 4.15 se ha representado esta clave que, junto a la pirámide superior de sillares, pesa unos 120 kN. Este peso se reparte entre los dos arcos cruceros: supondremos que cada uno soporta la mitad, 60 kN.

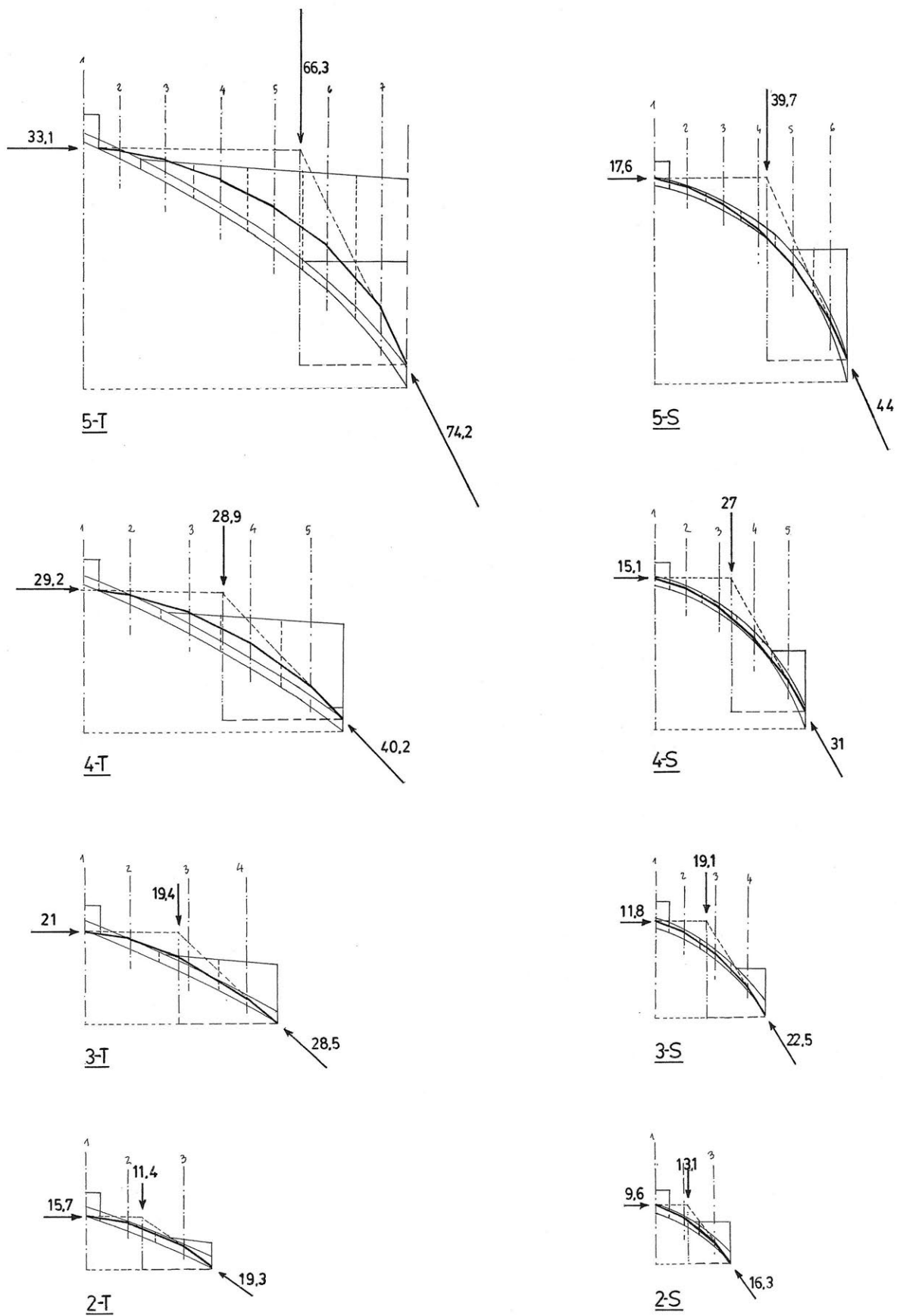
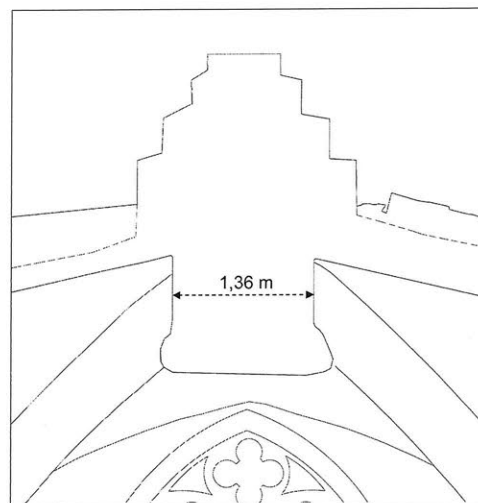


Figura 4.15
Equilibrio de los arcos elementales de la plementería

Figura 4.16

Clave mayor de la bóveda del Mirador.

Peso junto con la pirámide superior de 120 kN



Sobre el crucero actúan la cargas de la Tabla 4.4 y, en su coronación, el peso $Q = 60$ kN de la clave y pirámide de sillería. En la Figura 4.17 se muestra el análisis gráfico de equilibrio. La línea de empujes está contenida dentro del espesor del arco crucero y se sale en la parte inferior que corresponde al relleno macizo y el enjarje. Puede verse que el empuje crece desde la clave hacia los arranques donde tiene por componentes $H_E = 232$ kN y $V_E = 232$ kN.

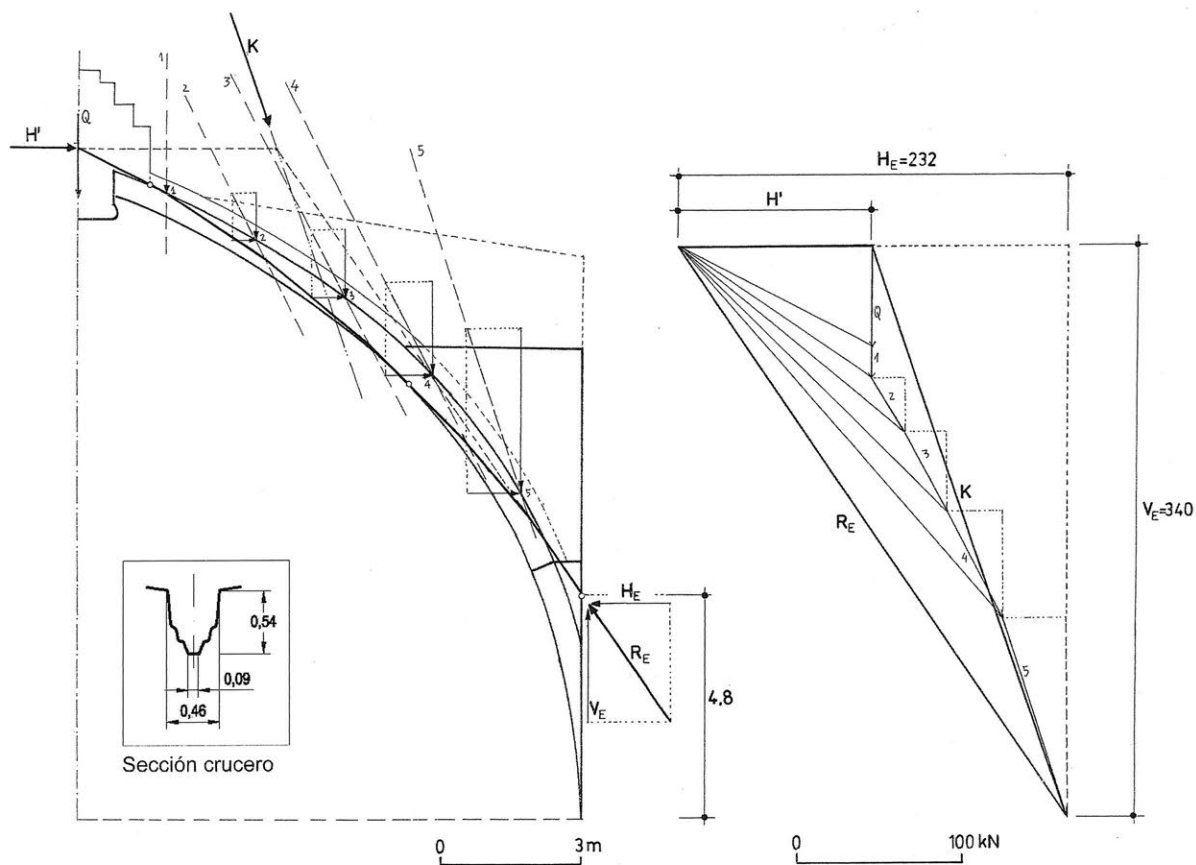


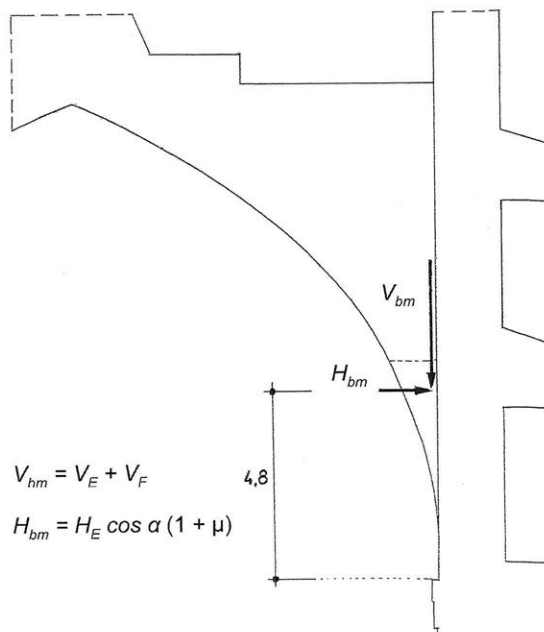
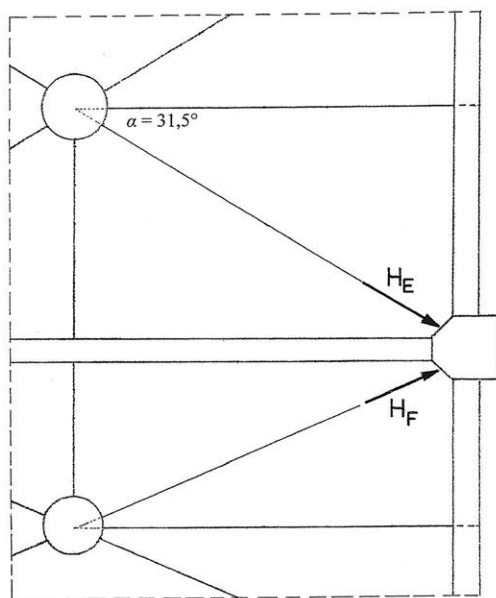
Figura 4.17

Línea de empujes en el arco crucero de la bóveda del Mirador

El área de la sección del crucero es, aproximadamente, $(2/3) (540 \times 460) = 165.600 \text{ mm}^2$. La tensión media el empuje a la altura del relleno (unos 220 kN) sería de alrededor de $1,3 \text{ N/mm}^2$, muy lejos de la tensión de rotura (digamos, 20 N/mm^2). Si se considera que parte de la plementería sobre el crucero transmitiría parte del empuje, esta tensión se reduciría aún más.

El empuje del crucero actúa a $4,8 \text{ m}$ sobre la imposta del arranque. La componente vertical vale $V_E = 340 \text{ kN}$ y la horizontal $H_E = 232 \text{ kN}$. (El peso por unidad de superficie en proyección horizontal valdrá $V_{Es} = (4 \times 340) / (18,6 \times 11,4) = 6,4 \text{ kN/m}^2$.)

Empuje sobre el pórtico 5



Como puede verse en la Figura 4.13 sobre el pórtico 5 cargan las bóvedas del tramo del Mirador (tramo E) y del tramo adyacente F. Como se ha dicho, se considerará la bóveda F como una proyección afín de la E: una contracción por un factor $\mu = (8,1/11,4) = 0,72$, la relación del ancho de los tramos E y F. El error que se puede cometer por esta aproximación es inferior al orden de error de las suposiciones que hay que hacer en el análisis y, por tanto, podemos considerar los valores obtenidos con el mismo orden de precisión del análisis efectuado para la bóveda E del Mirador.

Las componentes del empuje total sobre el pórtico 5 serán:

vertical: Se suman directamente los valores:

$$V_b = V_E + V_F = V_E (1 + \mu) = 585 \text{ kN}$$

horizontal: La bóveda F se contrae. Las proyecciones sobre el plano del pórtico no cambian, son como el tramo E, pero hay que aplicar la reducción de peso por la contracción ($\times \mu$), entonces:

$$H_b = H_E \cos \alpha (1 + \mu) = 340 \text{ kN}$$

Figura 4.18

Componentes del empuje de las bóvedas E (Mirador) y F sobre el pórtico 5

4.5 Muro y arco perpiaño de la nave lateral

Sobre el arco perpiaño de la nave lateral existe un muro de sillería. Todo hace suponer que su ancho será del orden del ancho del arco perpiaño. Tomaremos, pues, 60 cm. Este muro es parte esencial del pórtico desde el punto de vista de la estabilidad: como se verá actúa como un tercer “arbotante” que permite centrar los empujes dentro del pilar.

El análisis se ha realizado suponiendo el arco-muro perfectamente simétrico (muy aproximadamente lo es) y realizando cortes verticales, como se ve en la Figura 4.19. Se ha tomado como peso específico 20 kN/m³. Los pesos calculados se recogen en la Tabla 4.5.

Elemento	H_i (kN)	V_i (kN)
1	2,42	48
2	3,02	61
3	3,96	79
4	5,83	117

Tabla 4.5

Cargas sobre el arco perpiaño de la nave lateral

Se ha trazado la línea de empuje mínimo. El empuje en los arranques tiene por componentes: $H_{PL} = 85$ kN y $V_{PL} = 305$ kN. Nótese que se puede formar un “arbotante horizontal” a cualquier altura del muro que podría transmitir un empuje H_{AH} .

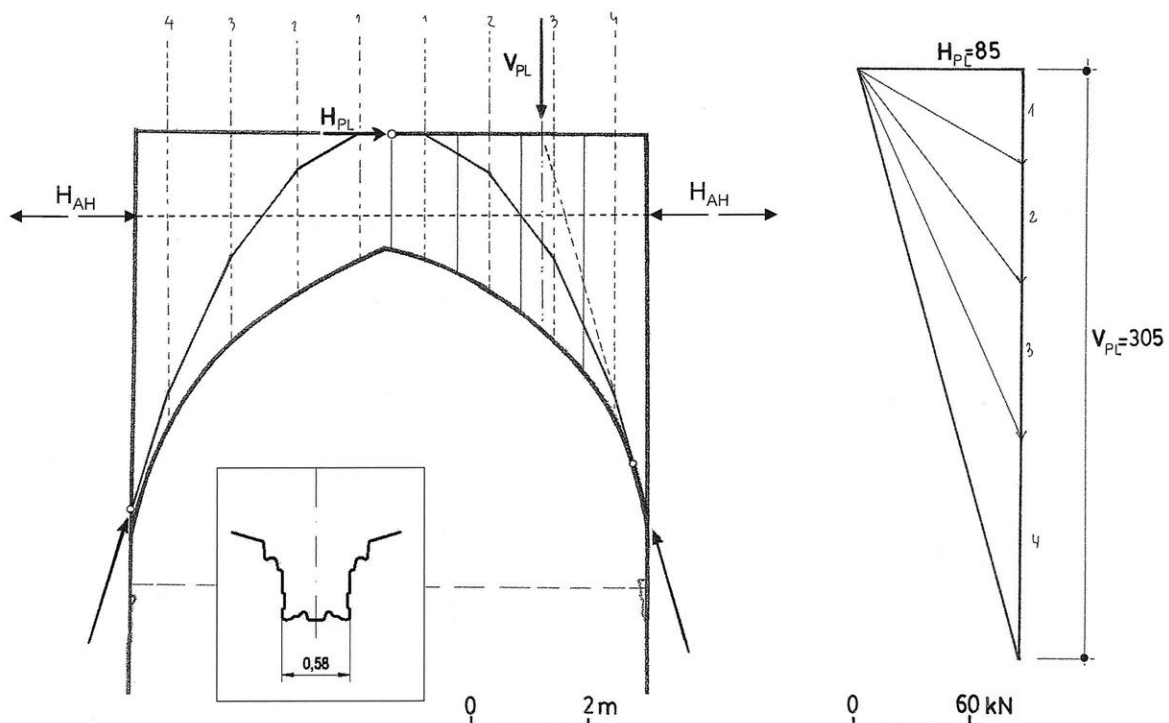


Figura 4.19

Líneas de empujes en el arco perpiaño de la nave lateral

4.6 Bóveda nave lateral

Las bóvedas de las naves laterales son aproximadamente cuadradas y soportan el peso de la terraza. Ésta apoya sobre un sistema de tabiquillos de marés análogo al descrito en la bóveda central. Las terrazas han sufrido varias reparaciones a lo largo de la historia, que han consistido muchas veces en superponer cubiertas a la cubierta original. Es imposible conocer las cargas sino es levantando por completo los tramos. Se hará, por tanto, una hipótesis razonable considerando una carga uniforme en proyección horizontal que incluya el peso propio y la sobrecarga de uso (cf. Ungewitter, Mohrmann 1890).

Se han tomado 7 kN/m^2 , de manera que el peso total de las bóvedas que cargan sobre el pórtico 5 (Figura 4.20) es de $7 \times (10,9 - 0,6) \times 9,6 = 692 \text{ kN}$. La componente vertical del empuje será $V_{BL} = 346 \text{ kN}$. La componente horizontal suponemos que actúa a 1,1 m de la imposta y vale $H_{BL} =$

201 kN.

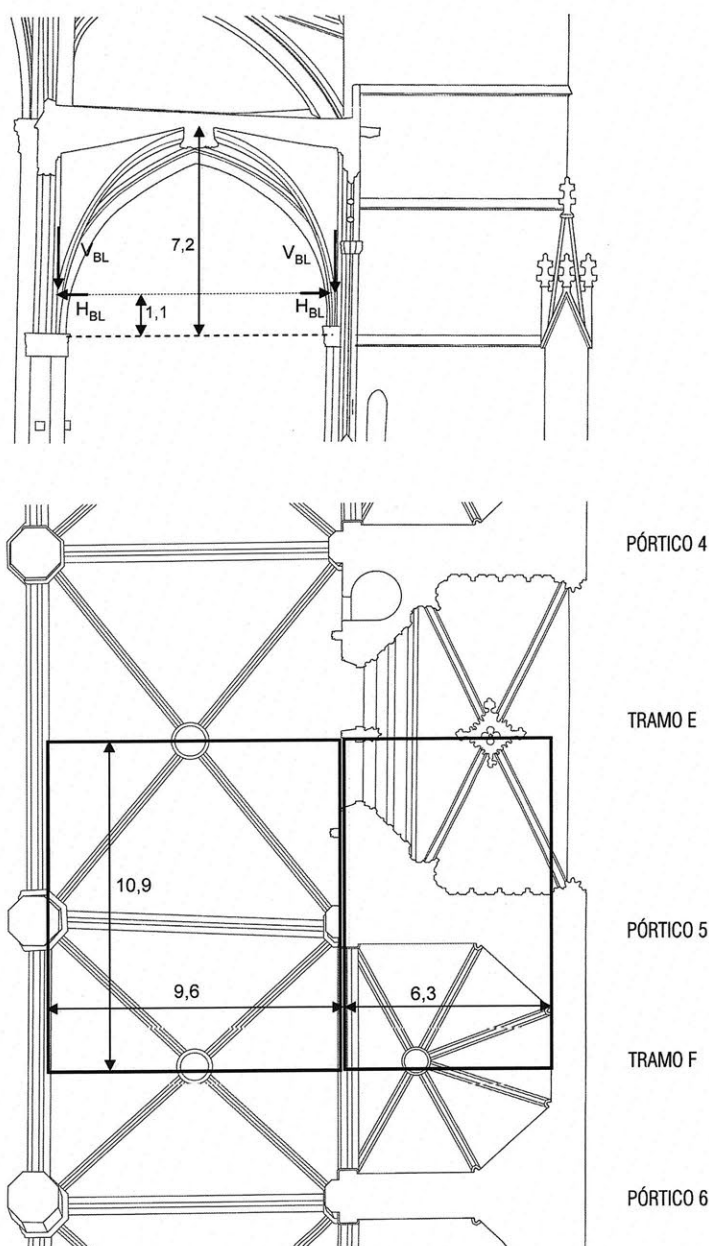


Figura 4.20
Empuje de las bóvedas laterales

4.7 Bóveda de las capillas

Las capillas entre los estribos producen un empuje inclinado cuya componente vertical contribuye a la estabilidad de los estribos. Por referencia a la Figura 4.20, las bóvedas de ambas capillas adyacentes al pórtico 5 cubren un área de $(10,9 - 1,5) (6,3) = 59,2 \text{ m}^2$. Suponiendo, como antes, una carga repartida de 7 kN/m^2 , entra un peso $V_{BC} = 414,4 \text{ kN}$, aplicado a una distancia de $3,15 \text{ m}$ del borde interno del estribo.

4.8 Muros del cuerpo de luces y sobre los arcos de las capillas

El muro del cuerpo de luces carga sobre los arcos de la nave contribuyendo a estabilizar los pilares. Sobre los arcos de las capillas carga otro muro; este peso se transmite a los estribos exteriores. Se han cubicado y calculado los pesos. En el claristorio se ha tomado para la parte del muro continuación del pilar un peso específico de 20 kN/m^3 ; para el resto del muro 16 kN/m^3 . Para el muro sobre los arcos de las capillas se ha tomado 16 kN/m^3 . Los resultados del cálculo se resumen en la Figura 4.21.

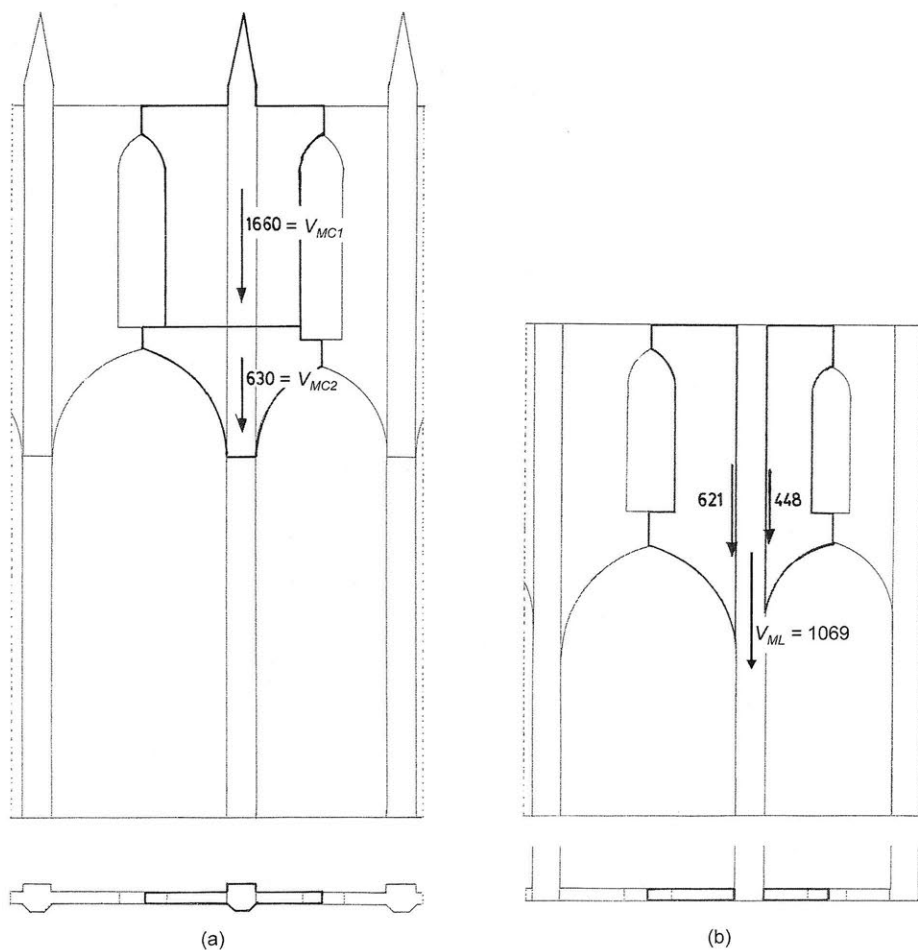


Figura 4.21

Pesos (kN) del muro del cuerpo de luces (a) y del muro sobre los arcos de las capillas (b)

4.9 Peso del pilar

El pilar de la nave es macizo de sillería de piedra resistente de marés. Su sección es un octógono regular inscrito en un cuadrado de lado $a = 1,67$ m. Su área vale:

$$S = 2a^2(\sqrt{2} - 1) = 2,31\text{m}^2$$

La altura hasta el capitel es $h = 22,6$ m; el volumen del pilar son $52,2\text{ m}^3$. Para un peso específico de 20 kN/m^3 , su peso es $V_{Pl} = 1044\text{ kN}$.

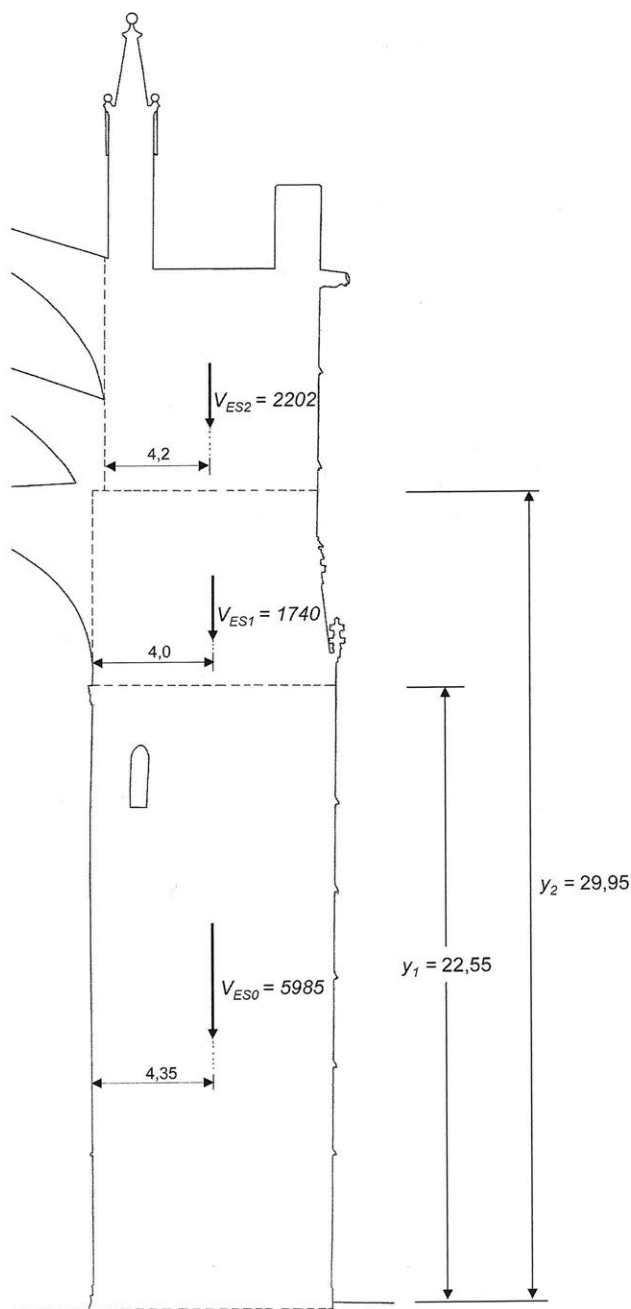
4.10 Peso del estribo

Los estribos tienen una forma prismática, con un ligero incremento de sección hacia la base.

El ancho de los estribos no es uniforme. Varía entre 1,80 y 1,50 m. En el pórtico 5 su ancho es aproximadamente de 1,5 m. Se ha tomado esta medida.

Para el peso específico se ha considerado una buena piedra resistente de 20 kN/m^3 .

El peso total del estribo es $V_{ES} = 9927\text{ kN}$. Se ha dividido el estribo en tres bloques, como se indica en la Figura 4.22.



$$\begin{aligned} V_{ES2} &= 2202\text{ kN} \\ V_{ES1} &= 1740\text{ kN} \\ V_{ES0} &= 5985\text{ kN} \end{aligned}$$

Figura 4.22
Pesos del estribo del pórtico 5

4.11 Análisis global de estabilidad

Hipótesis simplificadoras

En los apartados anteriores se han calculado los pesos y empujes de los elementos que componen el pórtico. Algunos de ellos tienen valores fijos, los pesos de los muros y pilares.

En el caso de las bóvedas y arcos perpiaños, hay infinitos empujes en equilibrio con las cargas. Se han obtenido los valores mínimos y, en principio, estos valores se consideran también fijos.

En el caso de los arbotantes, aunque se han obtenido los valores de los empujes mínimos, es obvio que el arbotante, que actúa como un “puntal” de piedra, variará su empuje para permitir a la fábrica encontrar una situación de equilibrio confortable.

Hay tres arbotantes: dos visibles desde el exterior (superior e inferior) y un tercer arbotante horizontal “escondido” dentro del muro perpiaño de la nave lateral.

Para el estudio actual, que pretende entender el funcionamiento de la catedral para las cargas fundamentales de peso propio, se puede considerar también el empuje del arbotante superior como su empuje mínimo.

Aún así, permanecen muchas variables (si se quiere, incógnitas hiperestáticas). Hay tres incógnitas en el arbotante inferior (por ejemplo, tres puntos de paso de la línea de empujes; las tres componentes de las reacciones, etc.) y dos en el arbotante horizontal (su altura y el valor de la componente horizontal del empuje).

Se pueden reducir aún más. En el arbotante inferior podemos “obligar” a que la línea de empujes por los dos puntos extremos de la línea de intradós: un cierto valor de la componente horizontal del empuje H_{Ai} define el estado del arbotante. En el arbotante horizontal podemos fijar la altura: por ejemplo, que esté justo encima de la clave del arco perpiaño (28,5 m del suelo), quedando indefinido el valor del empuje horizontal H_{AH} . Hemos reducido, pues, las variables a dos.

Todas estas suposiciones van encaminadas a facilitar la obtención de posibles soluciones de equilibrio. El planteamiento general de todas las ecuaciones quizá pueda tener un interés teórico pero haría impracticable la tarea principal de este informe.

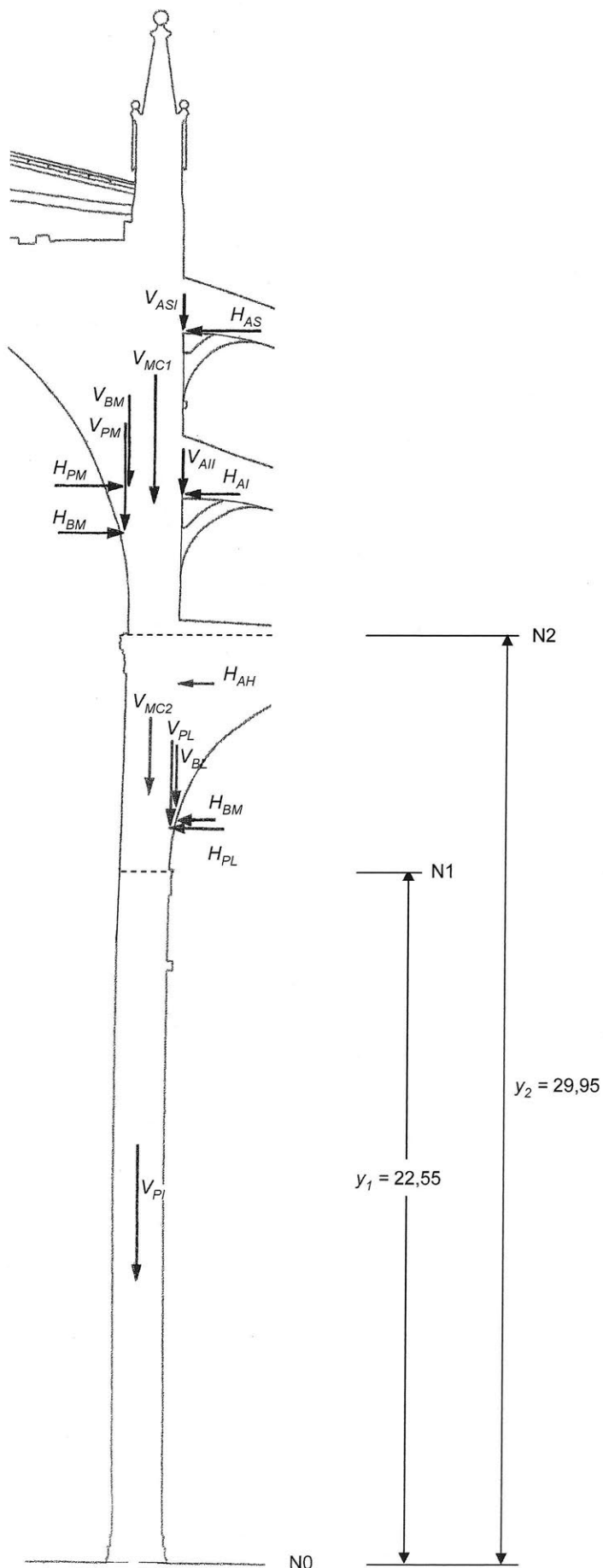
4.12 Seguridad del pilar de la nave

La parte más crítica de la estructura es el pilar de la nave. El análisis se centrará en el estudio de su equilibrio considerando la acción de todos los elementos que le afectan.

Se han elegido tres niveles de estudio, Figura 4.23:

- N2 a la altura de la imposta del cuerpo de luces, a 29,92 m del suelo
- N1 a la altura del capitel del pilar, a 22,55 m del suelo
- N0 el nivel del suelo

En cada nivel se escribirá la ecuación que nos define el punto de paso de la resultante de las fuerzas situadas por encima (“centro de empuje”). Tanteando con valores de H_{Ai} y H_{AH} se buscará una solución de equilibrio confortable para el pilar. Con estos valores, finalmente, se estudiará la estabilidad del estribo.



Arbotante superior

$$V_{ASI} = 70$$

$$H_{AS} = 102$$

$$Y_{ASI} = 39,64$$

Arbotante inferior

$$V_{AII} = 146,1 - 0,49 \times H_{AI}$$

$$H_{AI}$$

$$Y_{AII} = 34,28$$

Arco perpiaño nave mayor

$$V_{PM} = 651$$

$$H_{PM} = 243$$

$$Y_{PM} = 33,2$$

Bóveda nave mayor

$$V_{BM} = 585$$

$$H_{PM} = 352$$

$$Y_{PM} = 34,75$$

Muro cuerpo de luces

$$V_{MC1} = 1660$$

$$V_{MC2} = 630$$

Arco perpiaño nave lateral

$$V_{PL} = 305$$

$$H_{PL} = 85$$

$$Y_{PL} = 23,85$$

Bóveda nave lateral

$$V_{BL} = 346$$

$$H_{BL} = 201$$

$$Y_{BL} = 23,65$$

Pilar de la nave

$$V_{PI} = 1044$$

Arbotante horizontal

$$H_{AH}$$

$$Y_{AH} = 28,5$$

(fuerzas kN; distancias m)

Figura 4.23

Equilibrio del pilar. Fuerzas

Cortando por cada nivel y tomando momentos respecto a un punto, se puede hallar la distancia del punto de paso de la resultante (empuje) de las fuerzas situadas por encima del nivel elegido respecto al punto elegido.

Podemos imaginar que dentro del pórtico hay un "pilar" de sección octogonal que discurre de abajo arriba. Hasta el nivel 1 este pilar es real; a partir de este nivel el "pilar" está "embebido" dentro de la fábrica del pórtico. Así, entre los niveles 1 y 2, se regruesa para recibir el muro perpiaño y crear los enjarjes de la bóveda de la nave lateral, y lateralmente recibe los arcos y muros de la nave. Lo mismo sucede a partir del nivel 2 con el perpiaño de la nave central.

Por tanto, este "pilar" no es más que un artificio para referir la trayectoria de los empujes.

Veamos la estrategia respecto al nivel 2. En la Figura 4.24 se han dibujado las fuerzas que actúan sobre el nivel 2. La resultante estará aplicada a una cierta distancia x_2 del eje del "pilar", punto A, en el centro de empuje c_2 . Tomando momentos respecto a A se llega a la ecuación:

$$x_2 = \frac{H_{PM} y_{PM2} - V_{PM} x_{PM} + H_{BM} y_{BM2} - V_{BM} x_{PI} - H_{AS} y_{ASI2} + V_{ASI} x_{PI} - H_{AI} y_{AII2} + V_{AII} x_{PI}}{V_{PM} + V_{BM} + V_{ASI} + V_{AII} + V_{CM1}}$$

donde las coordenadas de los puntos de aplicación de las fuerzas se toman respecto a unos ejes en A.

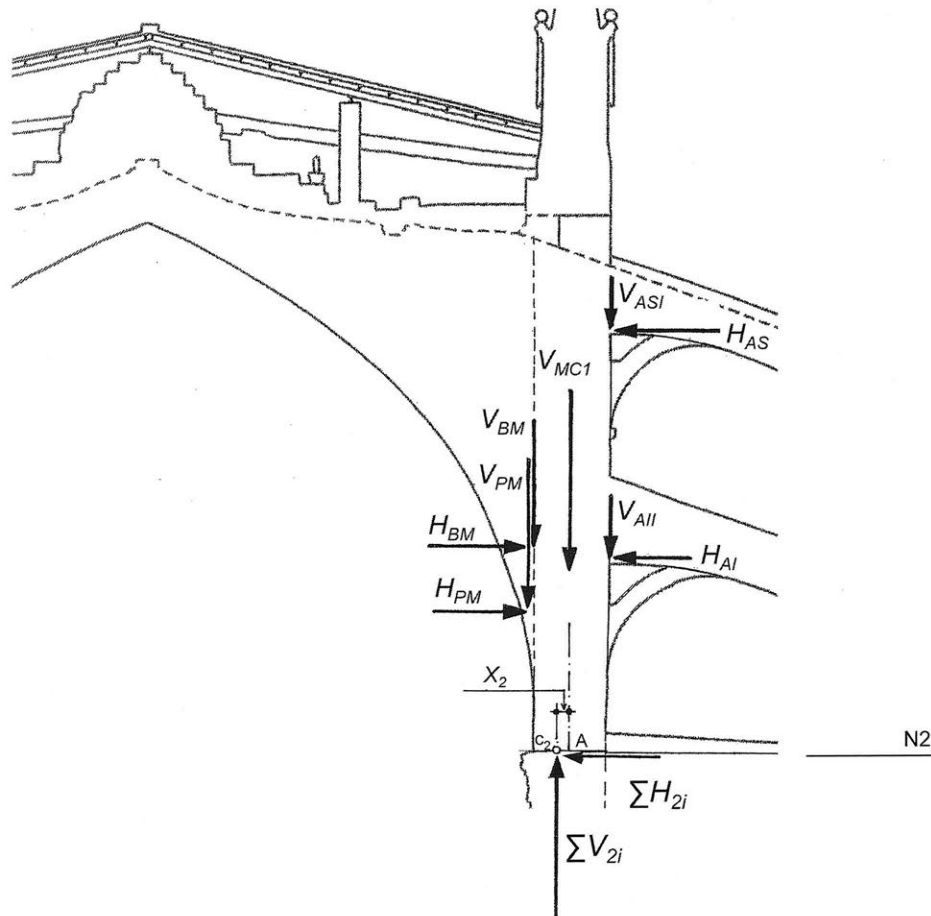


Figura 24

Punto de aplicación de la resultante en el nivel 2

En base a las consideraciones anteriores sólo hay una incógnita, la componente horizontal del empuje del arbotante inferior H_{AI} . Sustituyendo el resto de las variables por sus valores numéricos, llegamos a la ecuación:

$$x_2 = \frac{639,36 - 4,74H_{AI}}{3112,1 - 0,49H_{AI}} \quad (1)$$

La distancia x_2 depende del valor de H_{AI} que estará limitado por la condición de que la resultante tiene que estar contenida dentro de la fábrica.

Se puede establecer ahora el equilibrio de la parte del pilar comprendido entre los niveles N2 y N1, Figura 25.

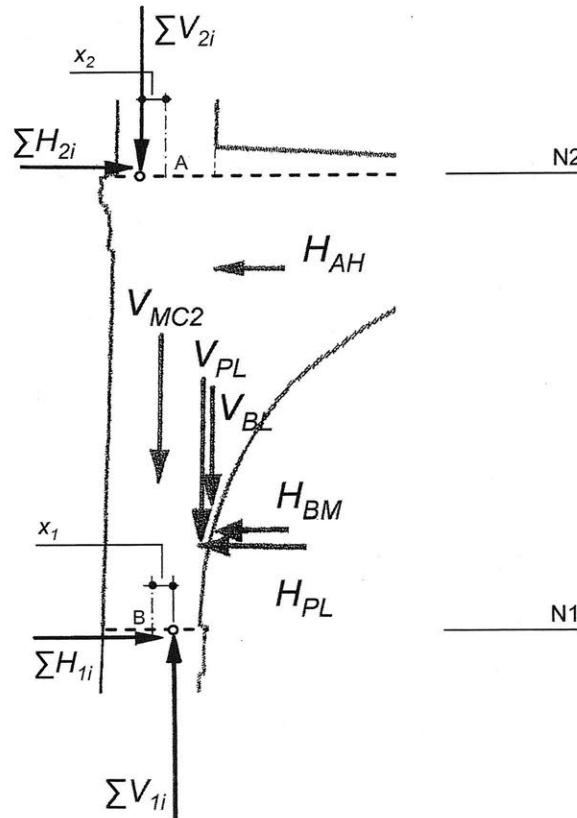


Figura 25

Punto de aplicación de la resultante en el nivel 1

Como antes, tomando momentos en B de las fuerzas por encima de N1 se obtiene una ecuación de equilibrio. Sustituyendo los valores que se consideran conocidos llegamos a la ecuación que determina la posición del centro de empuje c_1 :

$$x_1 = \frac{4499,545 - 12,14H_{AI} - 5,95H_{AH}}{4393,1 - 0,49H_{AI}} \quad (2)$$

El valor de x_1 es función ahora de H_{AI} (componente horizontal del arbotante inferior) y H_{AH} (empuje horizontal auto-equilibrado).

Finalmente, se establece el equilibrio del pilar sometido en cabeza a las fuerzas $\sum V_{1i}$ y $\sum H_{1i}$ ambas función de H_{Ai} y H_{AH} , Figura 26.

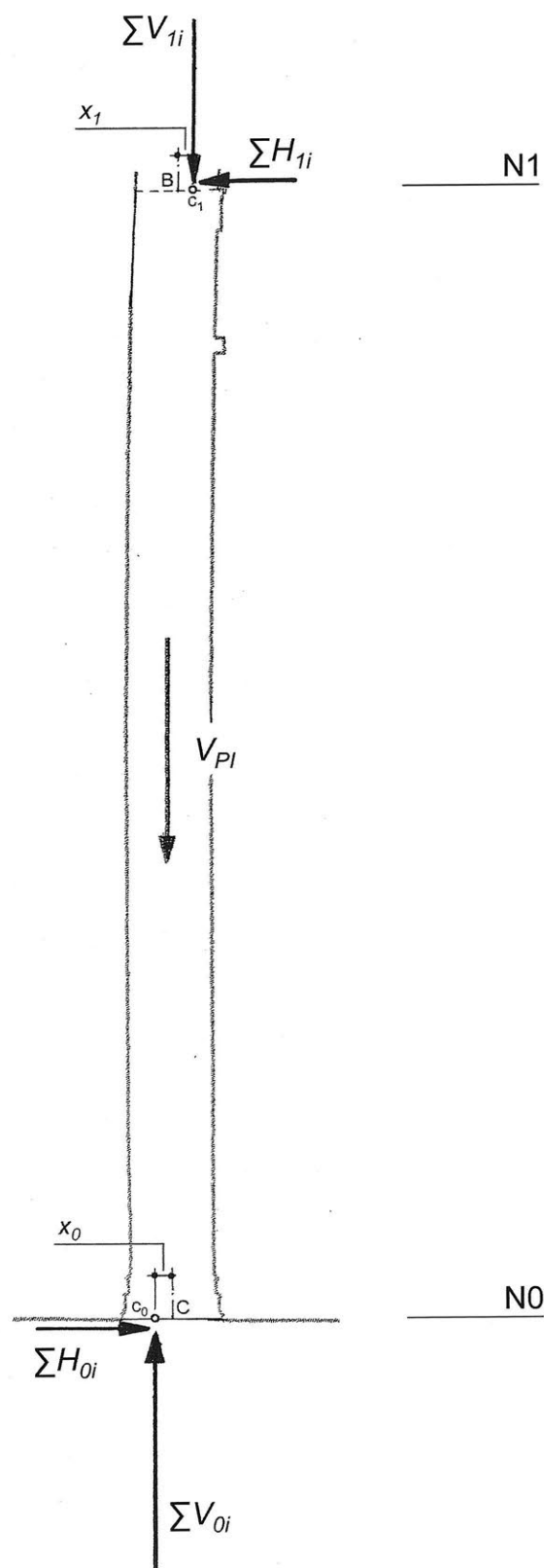


Figura 26
Equilibrio del pilar de la nave

Tomando momentos en C de las fuerzas por encima de N0 obtenemos una tercera ecuación de equilibrio. Sustituyendo los valores que se consideran conocidos llegamos a la ecuación que determina la posición del centro de empuje c_0 a nivel del suelo:

$$x_0 = \frac{9167,395 - 34,69H_{AI} - 28,5H_{AH}}{5437,1 - 0,49H_{AI}} \quad (3)$$

Las ecuaciones (1-3) nos permiten conocer la posición del centro de empuje en los tres niveles críticos elegidos. El valor de H_{AI} tiene un valor mínimo de 121 kN y puede tener cualquier valor por encima. La fuerza auto-equilibrada H_{AH} puede tener cualquier valor. Los centros de empuje, por supuesto, deben estar contenidos dentro de la fábrica.

4.12.a Seguridad geométrica

La seguridad en una cierta sección de un elemento de fábrica depende de la desviación del punto de aplicación del empuje (centro de empuje) respecto al centro de la sección. Se define un coeficiente geométrico de seguridad (por analogía con el coeficiente geométrico para arcos de Heyman) para pilares y estribos en la siguiente forma:

$$c.g.s. = \frac{d/2}{x}$$

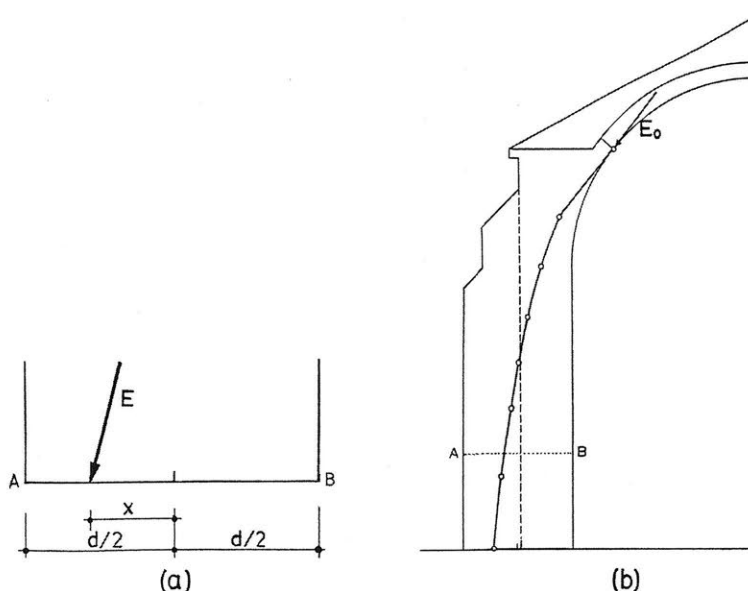


Figura 4.27

Coeficiente geométrico de seguridad en un pilar o estribo de fábrica (Huerta 2004)

Se ha imaginado un pilar prismático octogonal para el paso de las fuerzas (esta sección sólo existe realmente en la base y en la cabeza del pilar, niveles 1 y 2. En el nivel 3 acometen lateralmente los muros del cuerpo de luces).

Para que la fábrica esté enteramente comprimida (aceptando las hipótesis habituales) el centro de empujes debe estar dentro del núcleo central de inercia de la sección. Para una sección octogonal el núcleo central forma un octógono interior, girado $22,5^\circ$, inscrito en una circunferencia de diámetro $d/3,78$, donde d es el lado del cuadrado circunscrito, Figura 28.

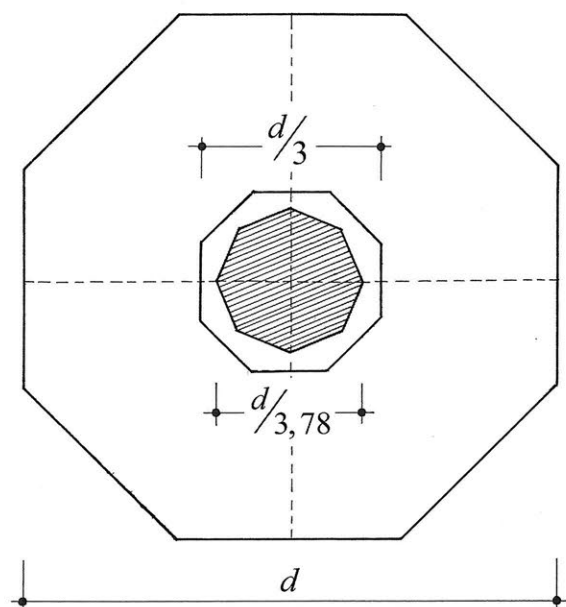


Figura 4.28

Núcleo central de inercia de un octógono

Por tanto, para que el pilar esté completamente comprimido el coeficiente geométrico de seguridad debe ser en todas las secciones mayor o igual a 3,78. Esta restricción geométrica tiene una base elástica: la sección estará completamente comprimida si las secciones se mantienen planas en la deformación. En el caso de una sección rectangular la desviación máxima es $1/3$, y esto dio lugar a la “regla del tercio” para limitar la línea de empujes en arcos. Ciertamente, el origen elástico de esta regla geométrica ha dado lugar a equívocos que se pueden rastrear desde mediados del siglo XIX. Sin embargo, lo esencial es que la regla aporta una seguridad geométrica. Así lo vio Rankine (1858) quien primero formuló la idea de estabilidad geométrica “de posición”.

De hecho, la seguridad geométrica depende del elemento en cuestión. Rankine propuso coeficiente de 3 (la regla del tercio) para el caso de estribos esbeltos. Los estribos góticos tienen coeficientes geométricos por encima de 4 para limitar su posible desplome, esto es, inclinación (Huerta 2010).

En el caso del pilar de la nave de la catedral de Palma su movimiento está limitado por su pertenencia al conjunto del pórtico. En este sentido, un coeficiente geométrico de 3, una desviación máxima del centro del pilar de $d/6 = 1,67/6 = 0,28$ m, corresponde a una estabilidad muy segura. Aunque el prisma no es completamente vertical y presenta desviaciones de hasta un 1% de su altura, una solución de equilibrio confortable para el prisma vertical, también lo será para el prisma real deformado. Al superponer ambas geometrías se confunden.

4.13.b Tanteos de estabilidad

Usaremos las ecuaciones (1) á (3) para realizar tanteos de estabilidad. En vez de trabajar directamente con las distancias del centro de empuje al centro de la sección, trabajaremos con el coeficiente geométrico de seguridad correspondiente.

La ecuación (1) nos da la posición del centro de empuje en función del valor de la componente horizontal del empuje del arbotante inferior H_{AI} . Esta componente, como se ha visto, tiene un valor mínimo de 121 kN. Para $H_{AI} = 135$ kN, el centro de empuje coincide con el centro de la sección (el cgs de 4710 supone una desviación del centro del pilar de $(1,67/2)/4710 = 0,0002$ m ó 0,2 mm!). En la tabla 4.6 se recoge la variación del cgs en la sección 2 en función del valor del empuje, como un primer tanteo (la tabla se ha obtenido introduciendo las ecuaciones en un sencillo programa de BASIC). El signo es positivo cuando el centro de empuje está hacia la derecha del eje del pilar:

		Coeficiente geométrico de seguridad		
		N_2	N_1	N_0
$H_{AI} = 135$				
	0	-4710.14	1.26	1
H_{AH}	50	-4710.14	1.4	1.46
	100	-4710.14	1.59	2.74
$H_{AI} = 185$				
	0	-10.63	1.59	1.62
H_{AH}	50	-10.63	1.83	3.36
	100	-10.63	2.16	-44.53
$H_{AI} = 235$				
	0	-5.28	2.16	4.37
H_{AH}	50	-5.28	2.64	-10.85
	100	-5.28	3.39	-2.43
$H_{AI} = 285$				
	0	-3.49	3.41	-6.15
H_{AH}	50	-3.49	4.78	-2.07
	100	-3.49	7.98	-1.24

Tabla 4.6

Coeficientes geométricos de seguridad del pilar de la nave

Sin necesidad de hacer un estudio matemático del sistema de ecuaciones anterior, la tabla da en un primer vistazo, la enorme capacidad del pórtico de acomodar una serie infinita de soluciones de equilibrio dentro de un "prisma" vertical de seguridad de 1/3 de la sección (Fig. 4.28). También puede verse que pequeñas variaciones de los empujes conducen a grandes variaciones en los cgs. (Una variación de 50 kN en relación con una carga total transmitida por el pilar de unos 5.000 kN, 1%, se traduce en variaciones del cgs uno o dos órdenes de magnitud superiores.).

¿Cuál es el “estado real”? Es imposible de conocer; pero gracias al Teorema Fundamental de la Seguridad sabemos que la estructura podría adoptar cualquiera de las soluciones. De hecho, esto es lo que habrá hecho a lo largo de sus 500 años de historia.

A modo de muestra se extraen algunas soluciones confortables para el pilar, tabla 4.7. A medida que crece H_{AI} , debe disminuir H_{AH} . Se han elegido valores para un cgs alrededor de 3 en el nivel 2 y buscando un valor más alto en el nivel 0:

	coef. geométrico de seguridad		
	N1	N2	N2
$H_{AI} = 165$ $H_{AH} = 160$	-17,7	2,4	-3,2
$H_{AI} = 185$ $H_{AH} = 135$	-10,6	2,6	-3,2
$H_{AI} = 205$ $H_{AH} = 120$	-7,6	2,8	-3,3
$H_{AI} = 225$ $H_{AH} = 95$	-5,9	3	-3,3
$H_{AI} = 245$ $H_{AH} = 55$	-4,8	3	-4,9
$H_{AI} = 265$ $H_{AH} = 20$	-4,01	3	-7,4
$H_{AI} = 285$ $H_{AH} = 0$	-3,5	3,4	-6,1

Tabla 4.7

Algunas soluciones de equilibrio con cgs confortables para el pilar

Hay que insistir en que la tabla recoge una selección arbitraria de valores. Podría parecer que la situación mejora al aumentar H_{AI} , pero el pilar es un elemento del pórtico y su estado depende del resto de elementos, en particular del comportamiento de los estribos exteriores: una situación muy favorable para el pilar puede no serlo tanto para el estribo. Un pequeño cedimiento del estribo alterará la situación de equilibrio anterior, con los consiguientes agrietamientos inocuos, etc. En palabras del profesor Heyman “en un ambiente en perpetuo cambio lo único permanente es la teoría”.

4.13 Estabilidad geométrica de los estribos exteriores

Se ha estudiado la estabilidad del pilar de la nave, el elemento más crítico de los pórticos que componen la catedral de Palma. Resta verificar la estabilidad del estribo exterior. Como en el caso del pilar se pueden escribir ecuaciones para cada uno de los niveles elegidos y comprobar la seguridad geométrica del estribo para las distintas soluciones de equilibrio del pilar. En la tabla 4.8 se recogen los resultados de la estabilidad para los valores de los empujes de la tabla 4.7. Puede verse que la seguridad geométrica del estribo no baja de 5 y alcanza un valor de 6,4. Por el Teorema de la Seguridad podemos considerar el mayor valor encontrado como el límite inferior de la seguridad del pórtico. Así, en la catedral de Palma el cgs es mayor o igual 6. Esto supone una extraordinaria estabilidad.

Para el coeficiente geométrico de seguridad de los estribos se ha considerado tradicionalmente el valor de 3 (fuerzas dentro del tercio central de la sección). Un estudio de las reglas tradicionales de proyecto de estribos demostró que, en realidad, los valores empleados estaban en torno a 4 (Huerta 2010).

Hay que insistir en que estos valores no son más “reales” que otros, son sólo una muestra entre los infinitos posibles que sirve para describir la enorme estabilidad del pórtico y suministran límites inferiores de la seguridad geométrica del pórtico.

	Coeficiente geométrico de seguridad					
	N1		N2		N3	
	pilar	estribo	pilar	estribo	pilar	estribo
$H_{AI} = 165$ $H_{AH} = 160$	-17.75	-10.28	2.33	-9.45	-4.01	5.6
$H_{AI} = 185$ $H_{AH} = 135$	-10.63	-10	2.47	-9.32	-4.07	5.69
$H_{AI} = 205$ $H_{AH} = 120$	-7.58	-9.74	2.76	-9.42	-3.27	5.61
$H_{AI} = 225$ $H_{AH} = 95$	-5.88	-9.49	2.97	-9.29	-3.31	5.71
$H_{AI} = 245$ $H_{AH} = 55$	-4.79	-9.26	2.97	-8.84	-4.94	6.08
$H_{AI} = 265$ $H_{AH} = 20$	-4.04	-9.04	3.05	-8.53	-7.45	6.4
$H_{AI} = 285$ $H_{AH} = 0$	-3.49	-8.84	3.41	-8.52	-6.16	6.41

Tabla 4.8

Coeficientes geométricos de seguridad del pórtico 5 para distintas soluciones de equilibrio

4.13 a. Estabilidad lateral de los estribos del lado sur

El levantamiento de Fuentes-Guerra pone de manifiesto el desplome lateral de los estribos de la catedral. Estos desplomes, como se ha dicho, son pequeños, estando los máximos en torno a 1% de la altura del estribo.

No obstante, como esta situación ha causado preocupación, a pesar del hecho incuestionable de su supervivencia durante 500 años, se realizan a continuación algunos cálculos sencillos.

En la Figura 3.7 se reproducen los levantamientos de los desplomes laterales de los pórticos del lado sur. Estos desplomes son máximos en los pórticos extremos que se han recogido en la Figura 4.29.

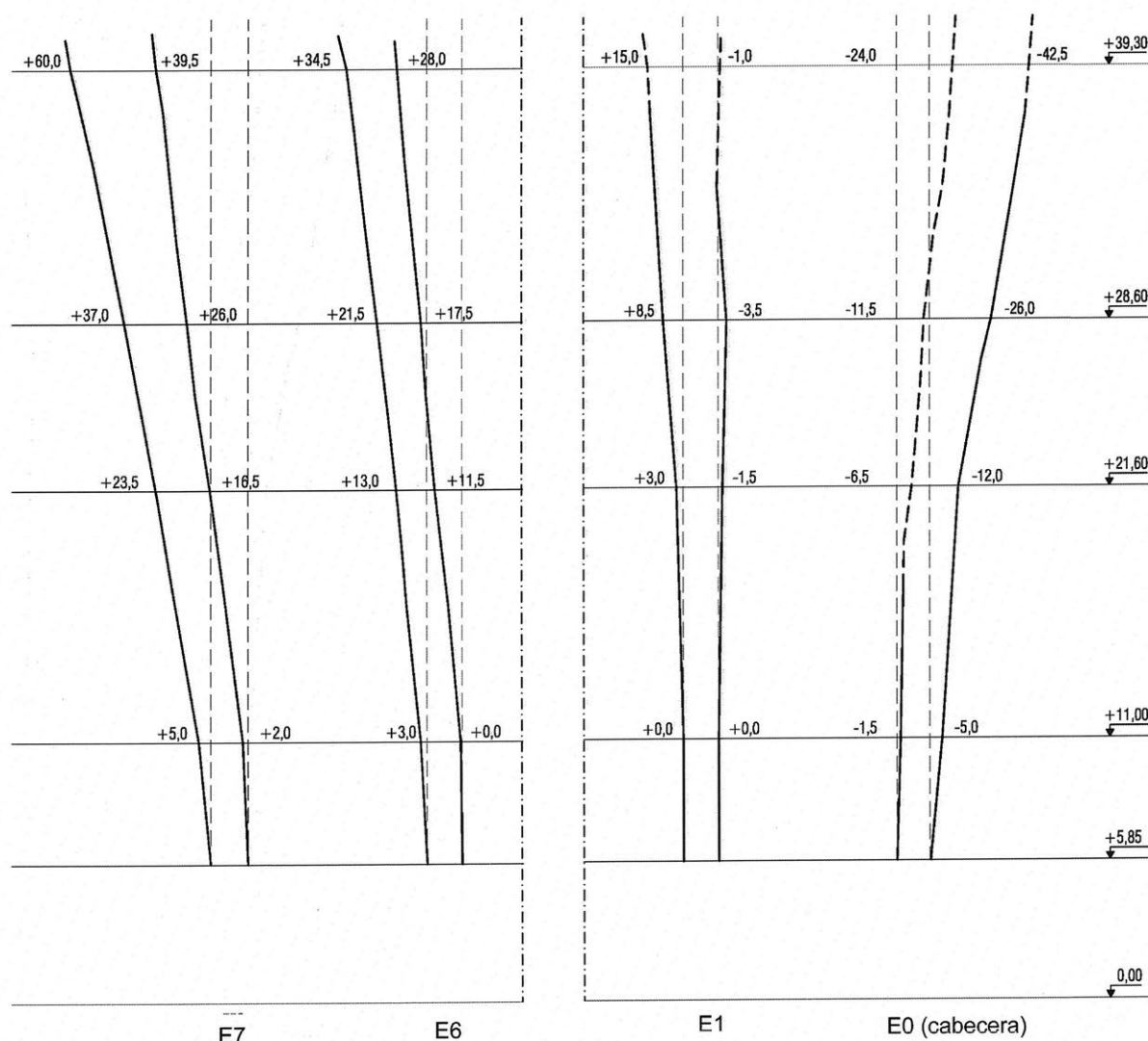


Figura 4.29

Desplomes laterales de los estribos del lado sur (Fuentes y Guerra 2016)

Puede verse que los desplomes se producen desde el arranque de los estribos. Muy probablemente éstos se levantarían antes de construir los muros de las capillas y naves laterales. Ahora bien, en el estado actual, con los citados muros contruidos, los estribos están

estabilizados hasta una altura de unos 28 m. Que esto es así queda demostrado por la inexistencia de grietas importantes en la unión de los muros de las naves laterales y el estribo. Por tanto, la parte crítica del estribo es la situada por encima del nivel de los 28 m, esto es, para un fragmento de estribo de unos 11 m (en realidad de 8,10 m coronado por dos pináculos).

El desplome máximo por encima de este nivel se produce en el estribo del pórtico 7, a los pies, y es de 23 cm. En el pórtico 0 en la cabecera es de 16,5 cm, sin embargo este desplome se aprecia con claridad desde el paseo del mar pues se tiene como referencia, al fondo, el muro vertical que contiene el rosetón.

Un desplome de 23 cm en un muro de 11 m de altura y 1,5 m de espesor conduce a una inclinación de 1,7°. Las inclinaciones límite de muros y torres de fábrica han sido estudiadas por Heyman (1992, 2015). La inclinación límite α (en grados sexagesimales) viene definida, aproximadamente, por:

$$\alpha = 48 \left(\frac{b}{H} \right)$$

donde b es el ancho y H la altura del muro o torre. En este caso, $\alpha = 48 (1,5/11) = 6,4^\circ$, y hay un coeficiente de seguridad de $6,4/1,7 = 3,7$, muy por encima del recomendado de 2.

En cuanto a la acción del viento: el área aparente de la parte superior del estribo es, aproximadamente, de 72 m², la fuerza del viento (para 1,5 kN/m²) de 108 kN, actuando a 5 m del arranque y el peso de la cabeza del estribo 2,300 kN. La desviación del peso producida por el viento es de 0,23 m, dentro del núcleo central de inercia.

4.14 Niveles de tensiones en la fábrica

Como se ha visto en el apartado 2 “Marco teórico” el análisis límite de las fábricas parte de la base de que los valores de las tensiones internas son muy bajos y no hay peligro de fallo del material por aplastamiento.

En el caso de la catedral de Palma los niveles máximos de las tensiones se alcanzan en la base del pilar. La carga que baja por el pilar se puede calcular con cierta precisión. Se ha estimado en unos 5400 kN. El área de la sección del pilar, un octógono inscrito en un cuadrado de 1,67m, vale 2,31 m². La tensión media vale entonces en torno a 2,3 N/mm², un orden de magnitud por debajo de la tensión de rotura de la piedra (unos 20 N/mm²).

La tensión media en los estribos que reciben una carga de unos 12.700 kN, con una sección de área de $8,6 \times 1,5 = 12,9$ m², vale en torno a 1 N/mm², todavía más lejos de la tensión de rotura.

5. Conclusiones

ESTABILIDAD GENERAL: MOVIMIENTOS Y DESPLOMES

- 1- La estabilidad general de la catedral está demostrada por su supervivencia desde su construcción hace cinco siglos. Los cálculos realizados dentro del marco del Moderno Análisis Límite de Estructuras de Fábrica de Heyman no hacen sino confirmar este hecho.
- 2- La catedral, por supuesto, ha sufrido pequeños movimientos, durante su construcción y a lo largo del tiempo hasta la actualidad, para adaptarse a los cambios de las condiciones de contorno (principalmente asientos de las cimentaciones). Los movimientos y agrietamientos observados son los típicos de las estructuras góticas y sólo confirman el buen estado de la catedral.
- 3- El levantamiento de precisión realizado por Fuentes y Guerra (2015, 2016) ha constatado que en ningún caso los desplazamientos superan el 1% de las dimensiones generales de los elementos (bóvedas, pilares y estribos) estudiados. Este hecho concuerda con la probada estabilidad de la catedral.
- 4- Finalmente, hay que señalar que tampoco hay indicios de movimientos recientes.

ARBOTANTES

- 5- Los arbotantes de la catedral están bien proyectados y los cálculos demuestran la evidencia de su enorme estabilidad. Las deformaciones (que se manifiestan en el quiebro de la canal en muchos de ellos) son las típicas de este tipo de elementos estructurales. El miedo y un conocimiento incompleto del comportamiento de las fábricas indujo en algún momento a disponer algunos apeos que, tras un sencillo estudio, podrían retirarse si se considera oportuno. Dado que son inocuos, también podrían dejarse, como testigo de una parte de la historia de la catedral.

DESPRENDIMIENTOS

- 6- Los pequeños desprendimientos son también algo habitual en las bóvedas de fábrica y no afectan en absoluto a la estabilidad general, aunque pueden resultar peligrosos para los visitantes de la catedral: un pequeño fragmento de piedra cayendo desde una altura de casi 40 m puede resultar letal.
- 7- Estos fenómenos son imposibles de prever, pero un buen mantenimiento puede reducir enormemente su frecuencia. Tradicionalmente, se realizaba una intervención importante de mantenimiento cada 100-150 años durante la cual se inspeccionaba la fábrica de cerca y se realizaban las oportunas reparaciones. En mi opinión, ha llegado el momento de realizar este mantenimiento en las bóvedas de la catedral de Palma.

En conclusión: la catedral de Palma de Mallorca muestra una estabilidad general muy satisfactoria, mostrando con perfección el equilibrio a compresión de los diferentes elementos que la componen.

Todo lo cual afirmo y rubrico a mi leal saber y entender en Madrid a 14 de marzo de 2017

Fdo: Santiago Huerta Fernández
Profesor titular
Universidad Politécnica de Madrid

6. Bibliografía

Cram, Ralph Adams. 1932. *The cathedral of Palma de Mallorca*. Cambridge, Mass.: The Mediaeval Academy of America.

Domenge i Mesquida, Joan. 1999. *L'obra de la Seu: el procés de construcció de la Catedral de Mallorca en el tres-cents*. Palma: Institut d'Estudis Baleàrics.

Fuentes González, Paula y Rosa Ana Guerra Pestonit. 2015. *Levantamiento y planos arquitectónicos para el análisis de la estabilidad de la Catedral de Mallorca*. Palma de Mallorca: Obispado de Mallorca.

Fuentes González, Paula y Rosa Ana Guerra Pestonit. 2016. *Ampliación del levantamiento para el análisis de la estabilidad de la Catedral de Mallorca*. Palma de Mallorca: Obispado de Mallorca.

González Gonzalo, Elvira. 1987. La cerámica bajomedieval de la Catedral de Mallorca. *Arqueología Medieval Española, II Congreso, Madrid 19-24 enero 1987*. Madrid: Consejería de Cultura de la Comunidad de Madrid, 1987: 469-482.

González Gonzalo, Elvira. 1995. Las tinajas de época bajo-medieval de la Sala Capitular gótica. *La Seu de Mallorca*, ed. por Aina Pascual. Palma: Consell Insular de Mallorca: 349-356.

Garcia Inyesta, N. y G. Oliver Sunyer. 1997. *Construir en Marès*. Palma de Mallorca: Delegació Mallorca del Col·legi Oficial d'Arquitectes de Balears.

Heyman, Jacques. 1992. Leaning Towers. *Meccanica* 27: 153-59.

Heyman, Jacques. 1999. *El esqueleto de piedra. Mecánica de la arquitectura de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera / CEHOPU.

Heyman, Jacques. 2011. *Teoría básica de estructuras*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

Heyman, Jacques. 2015. *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica. Colección de ensayos*. 2 Vols. Editado por S. Huerta. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

Huerta, Santiago. 2004. *Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

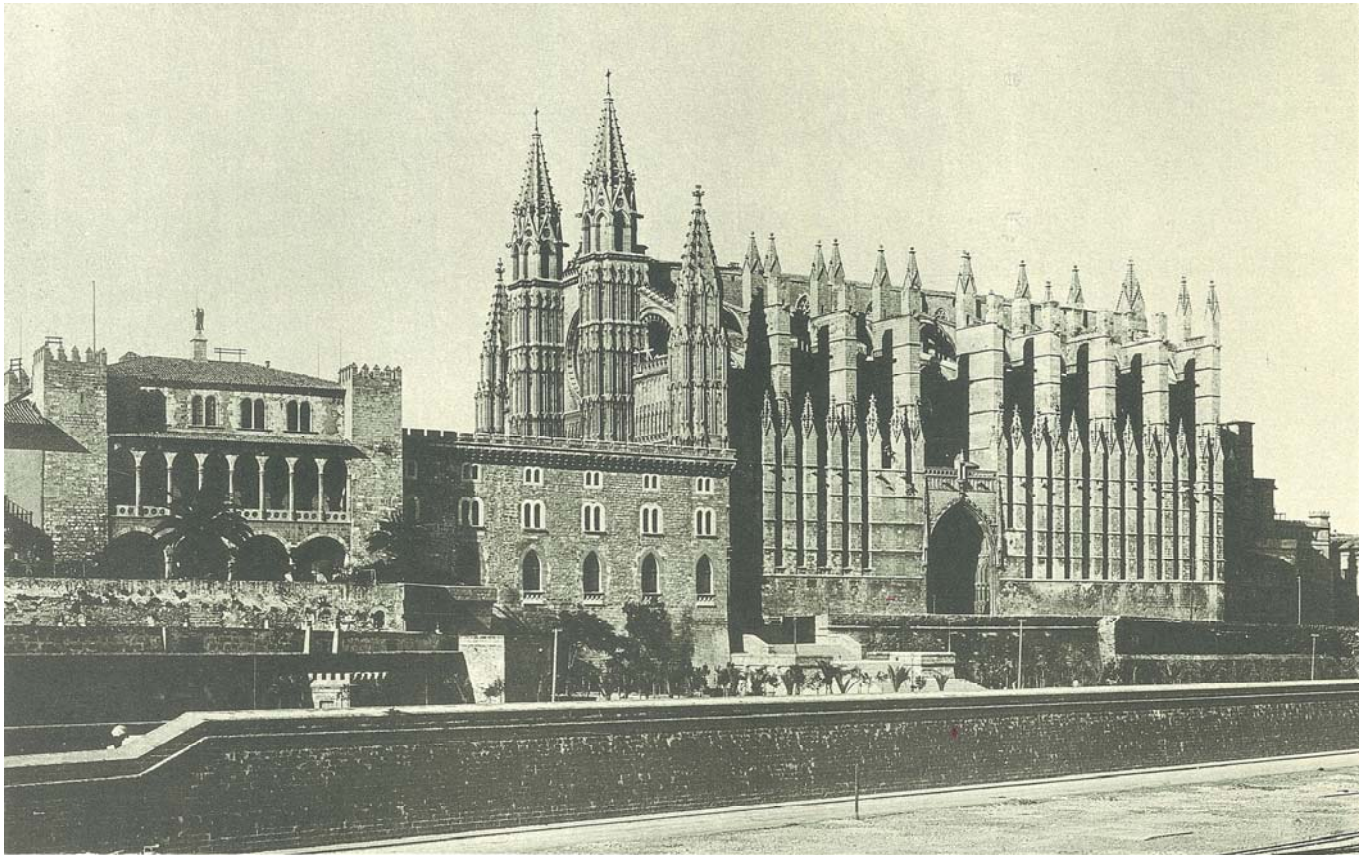
Huerta, Santiago. 2010. The safety of masonry buttresses. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Engineering history and Heritage* 163: 3-24.

Sánchez-Cuenca, R. 2010, *El marès. El material, su origen, historia, propiedades, canteras y calidades disponibles actualmente*. Palma de Mallorca: Ramón Sánchez-Cuenca.

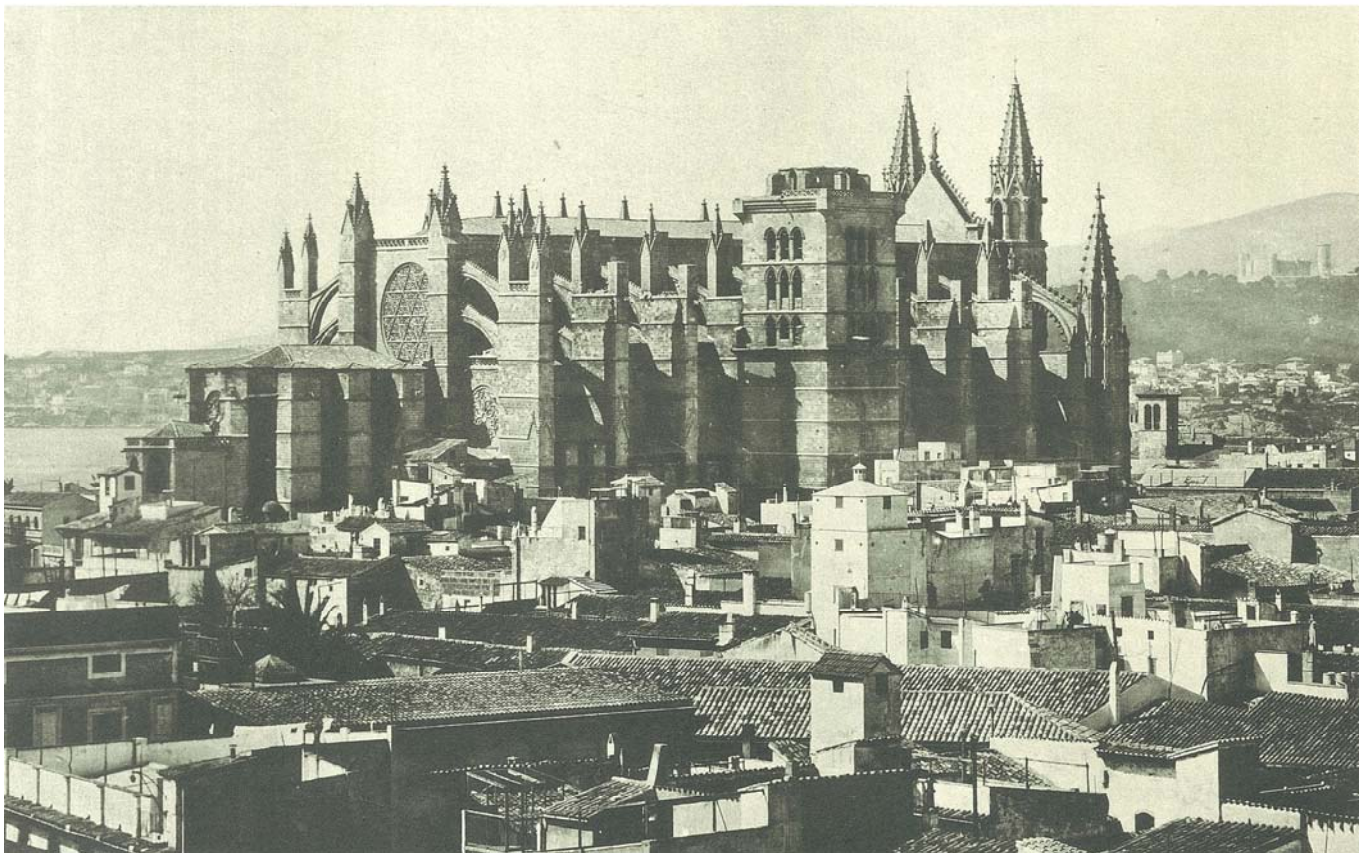
Torres Balbás, Leopoldo. 1952. *Arquitectura Gótica. (Ars Hispaniae, Vol.7)*. Madrid: Plus Ultra.

Universitat Politècnica de Catalunya 2006. *Estudio, diagnóstico, peritación y en su caso planteamiento de actuaciones, sobre el comportamiento constructivo - estructural de la Catedral de Santa María, en la ciudad de Palma, isla de Mallorca, (balears). Fase segunda*. Ministerio cultura Dirección General de Bellas Artes y Bienes Culturales.

7. Láminas

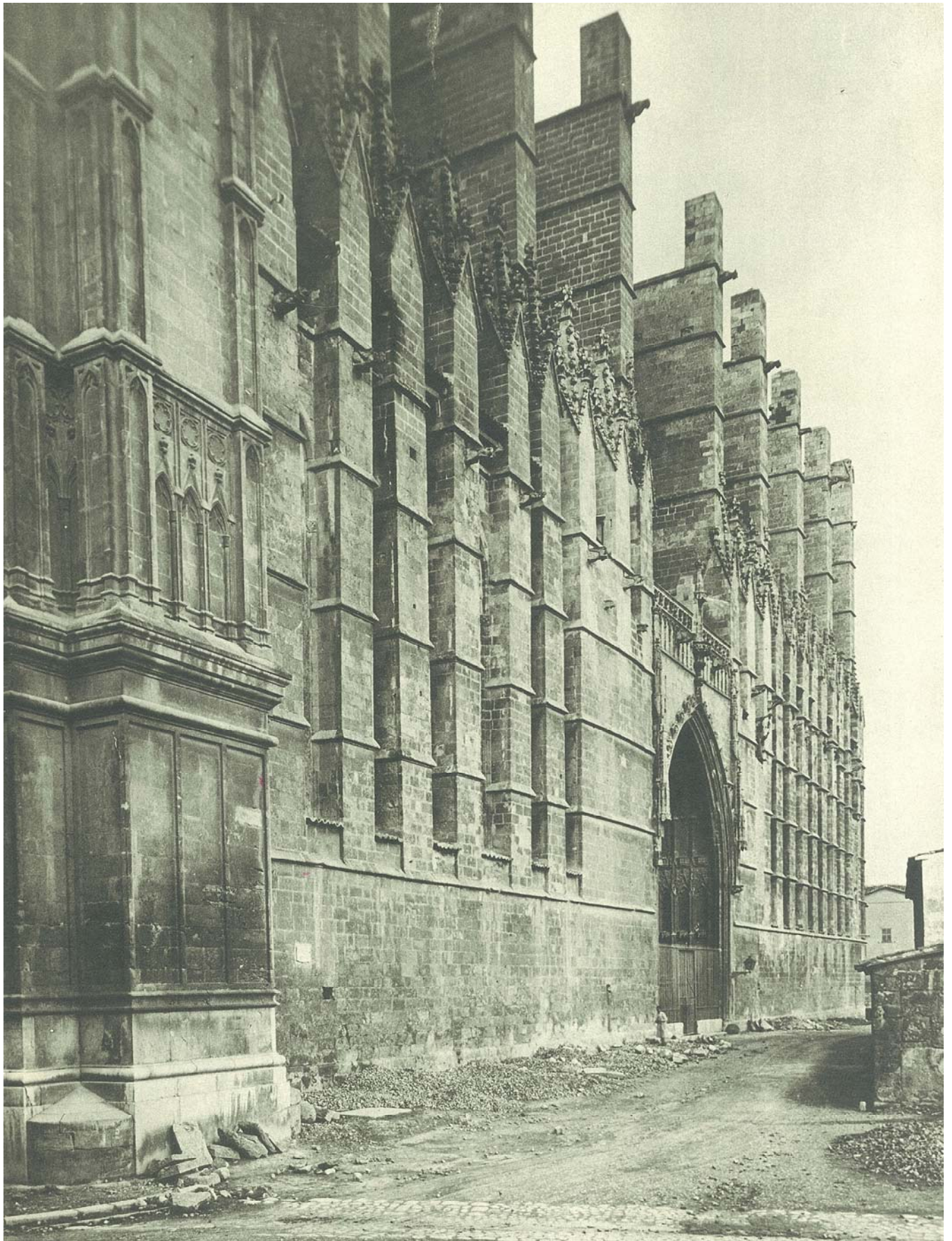


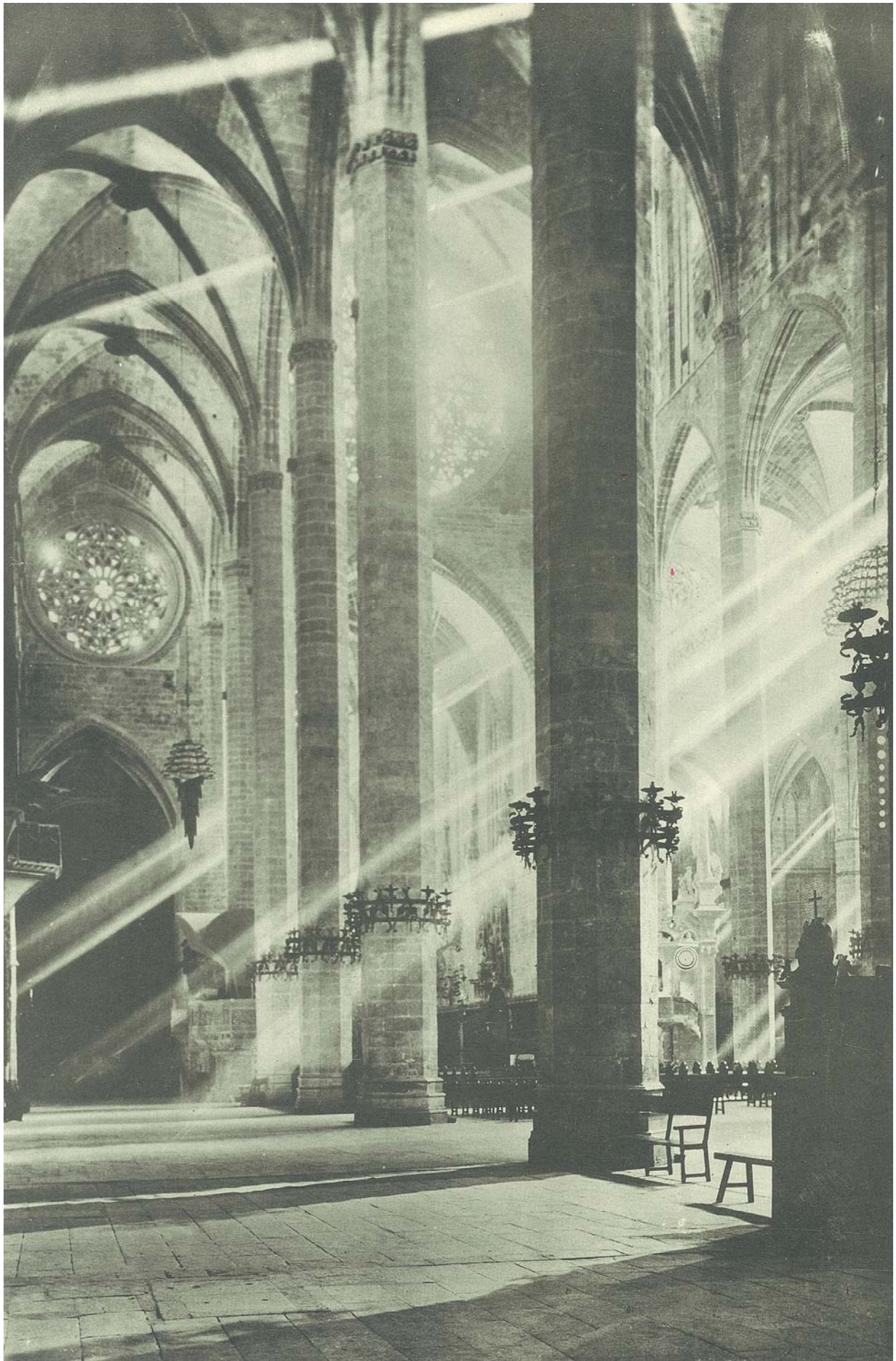
1



2

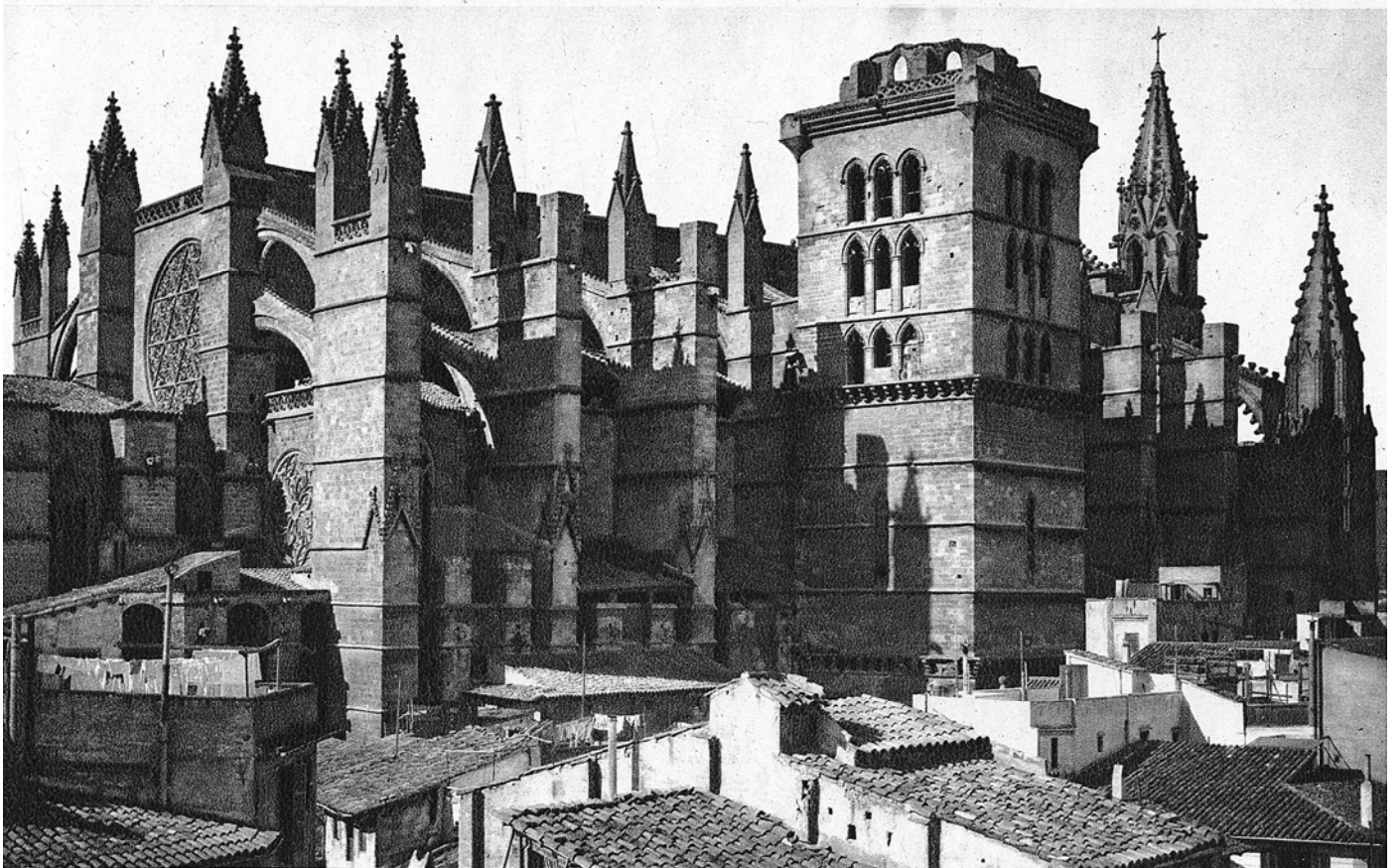
(Cram 1932)





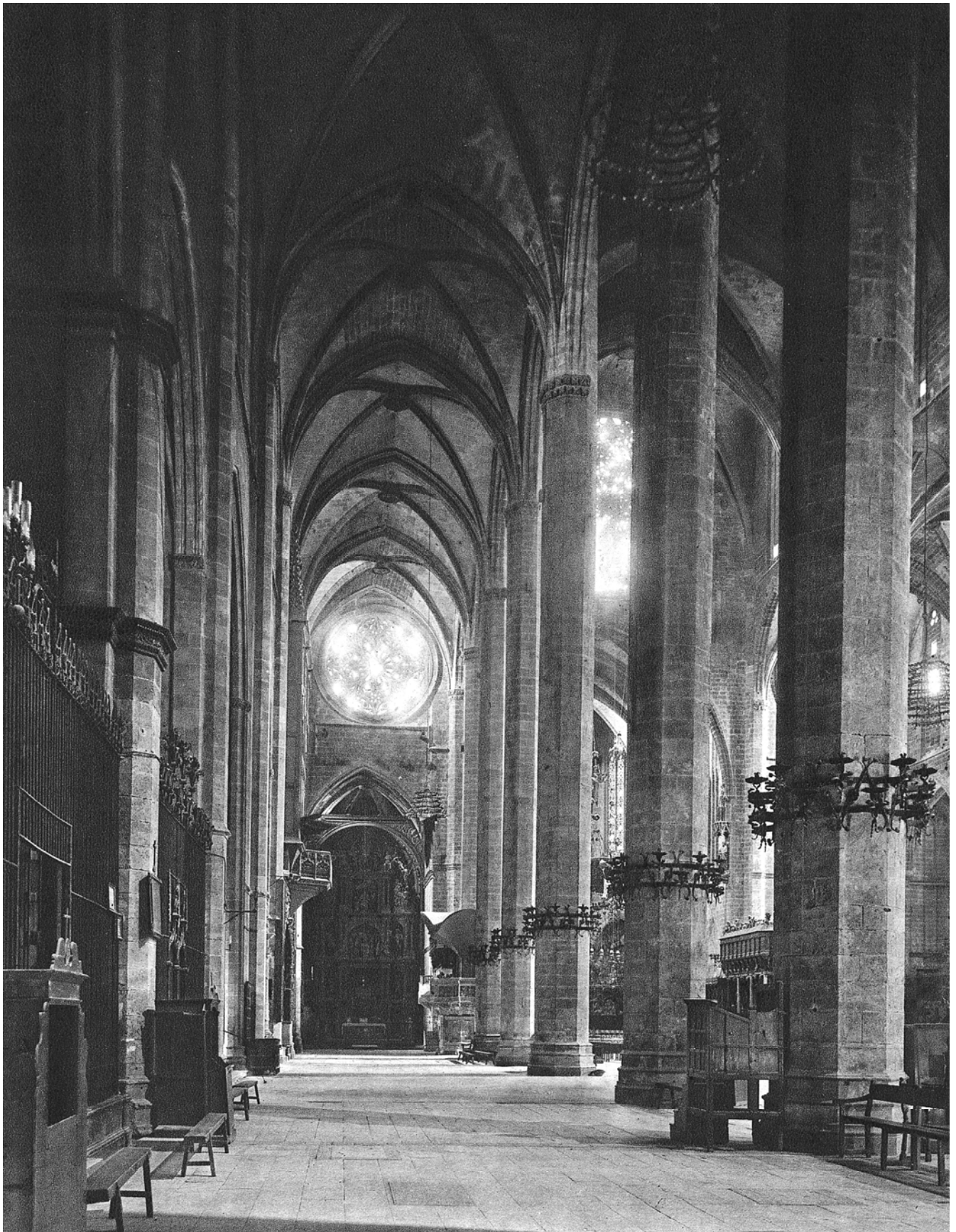


5



6

(Torres Balbás 1952)





8



9



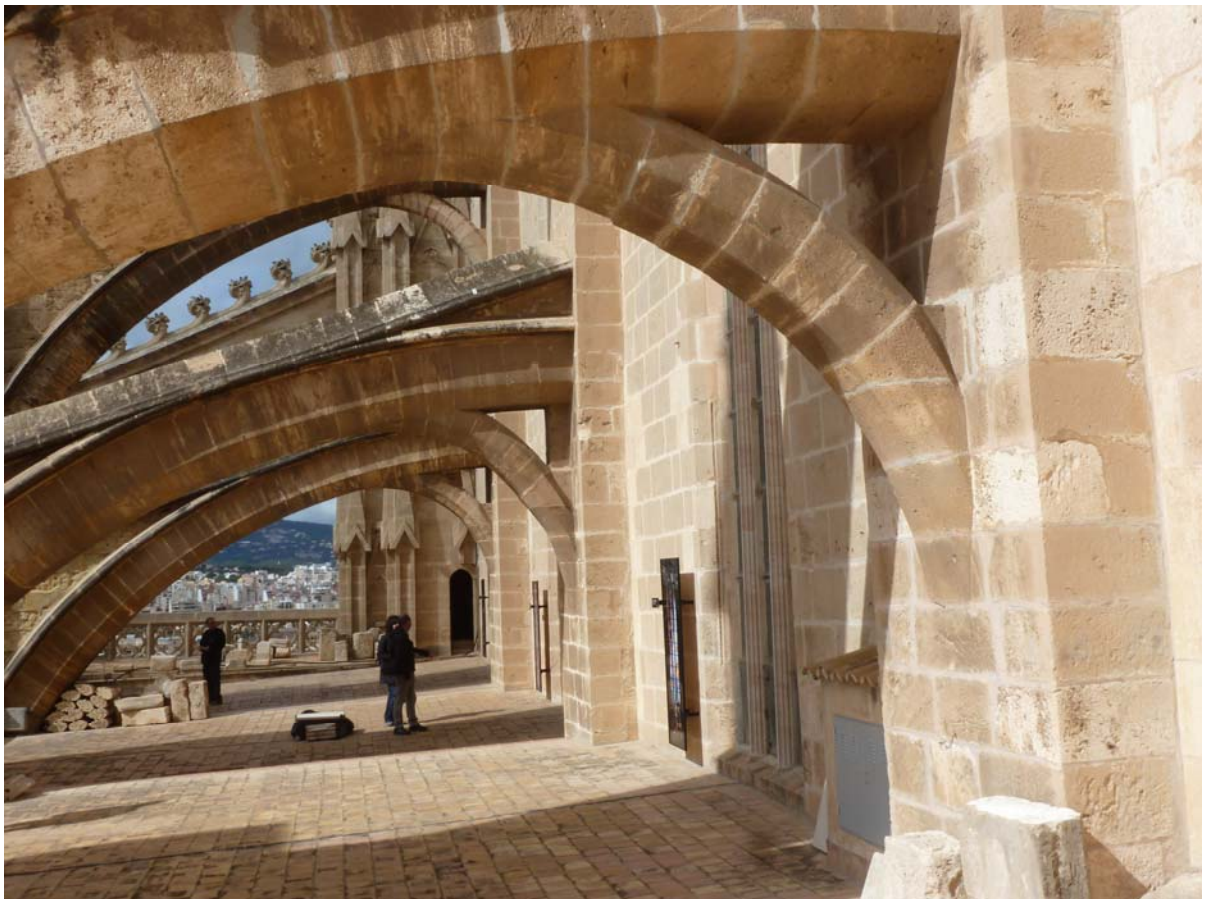
10



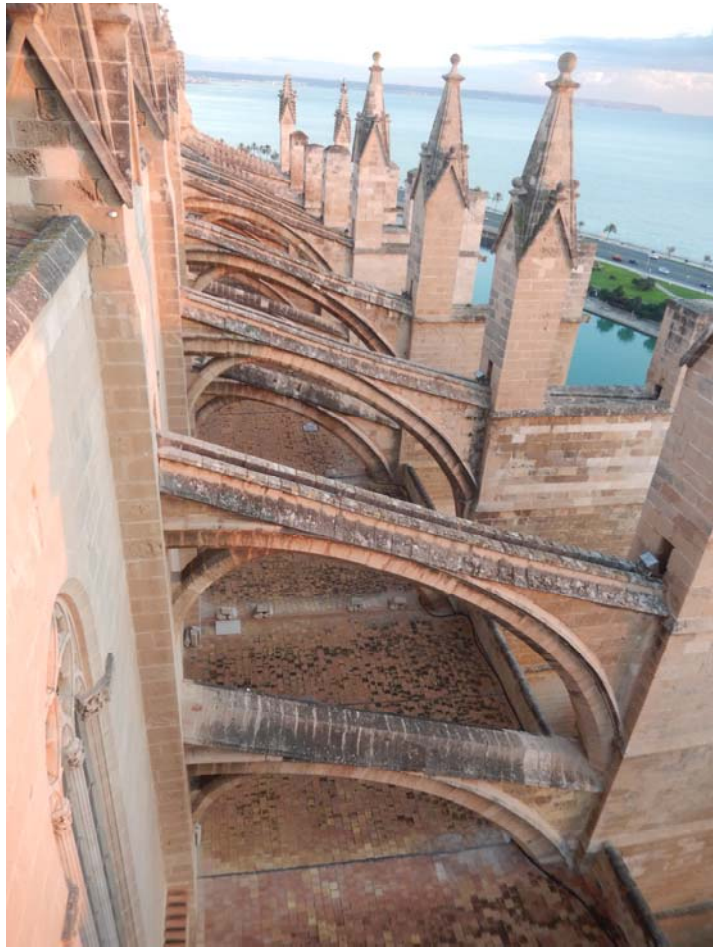
11



12



13



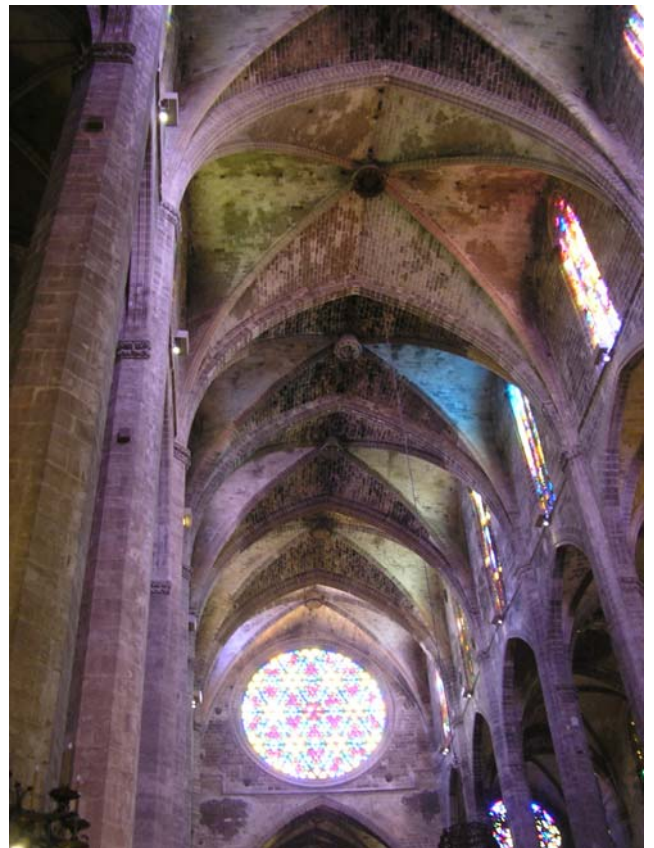
14



15



16



17



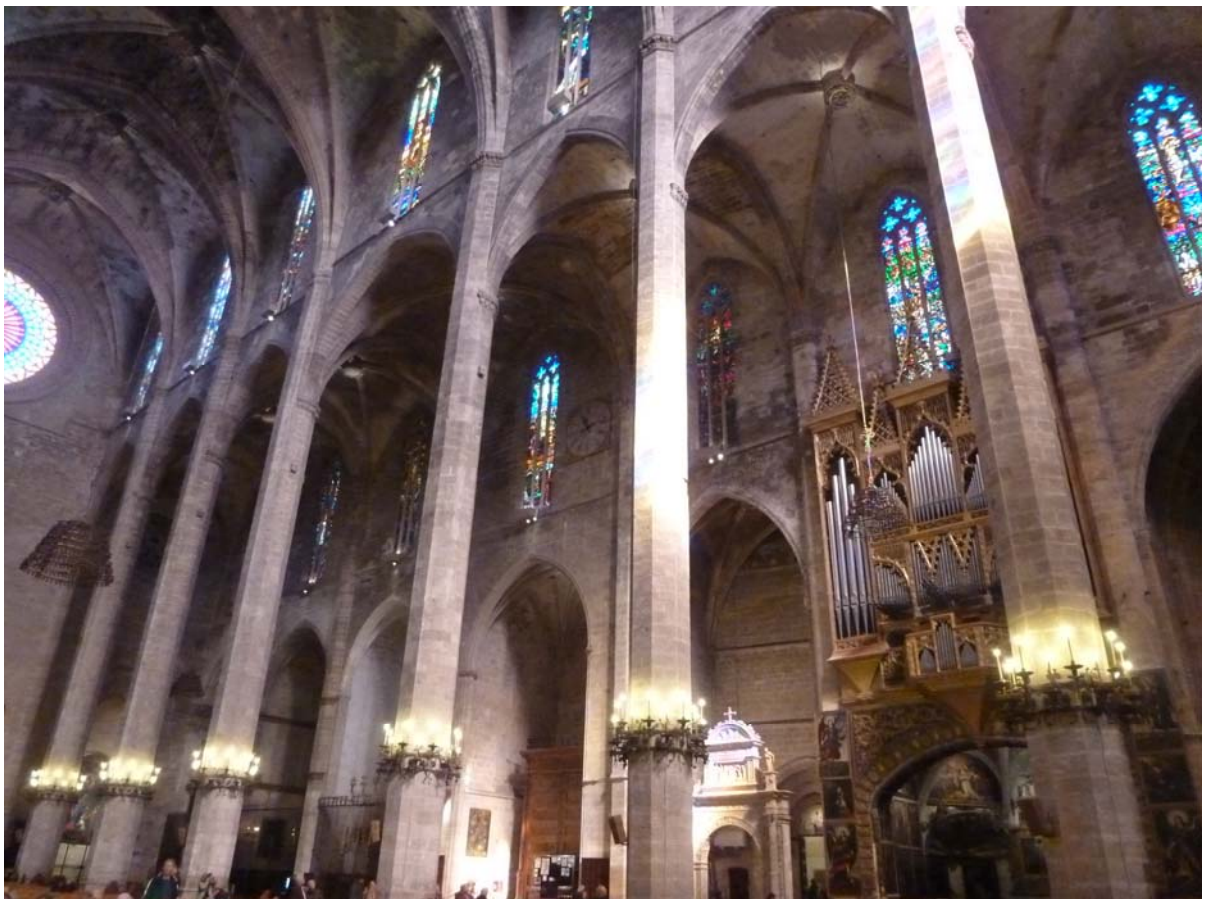
18



19



20



21



22



23



24



25



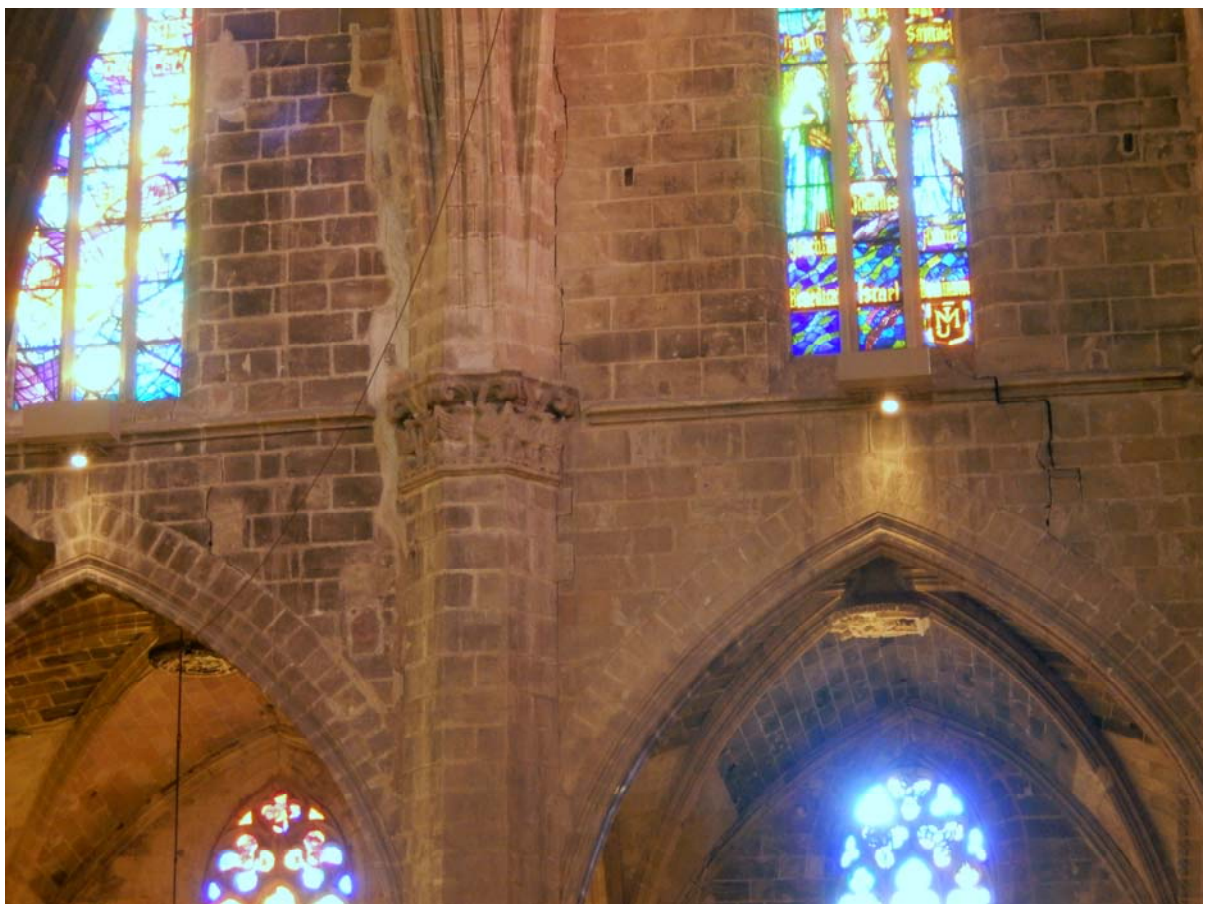
26



27



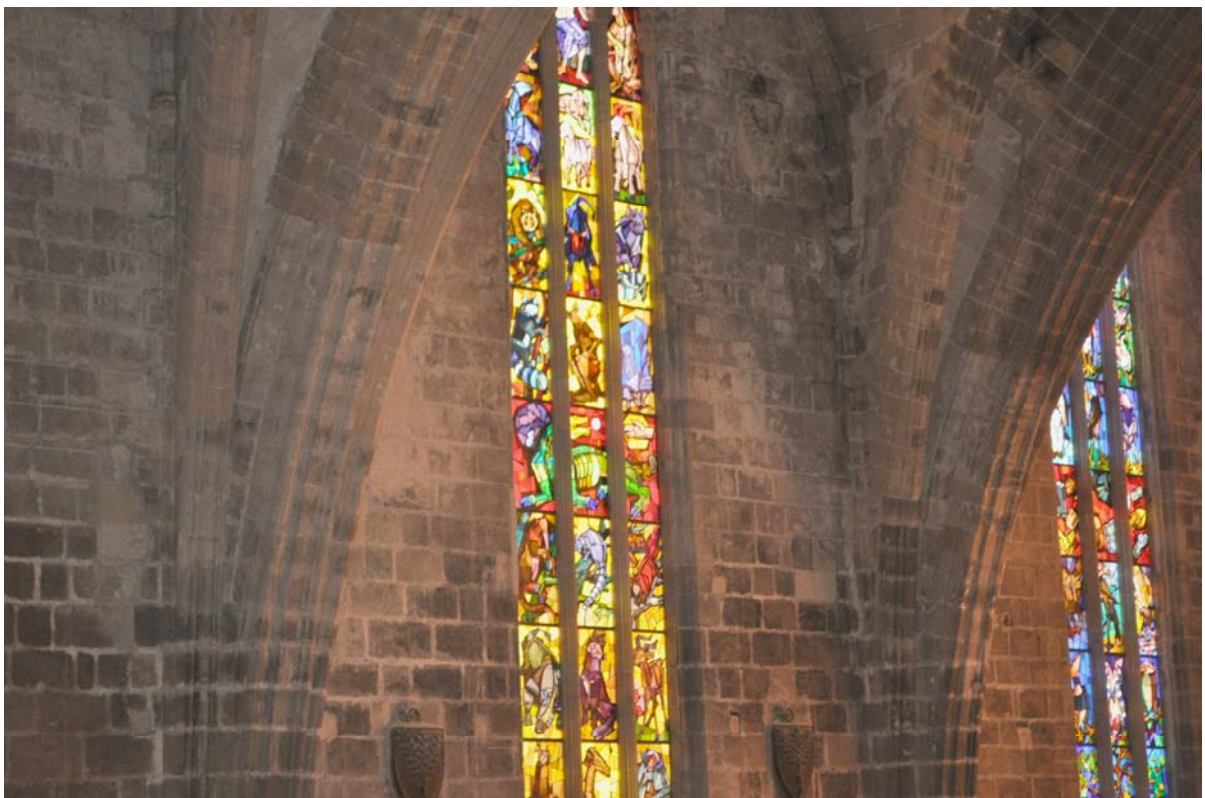
28



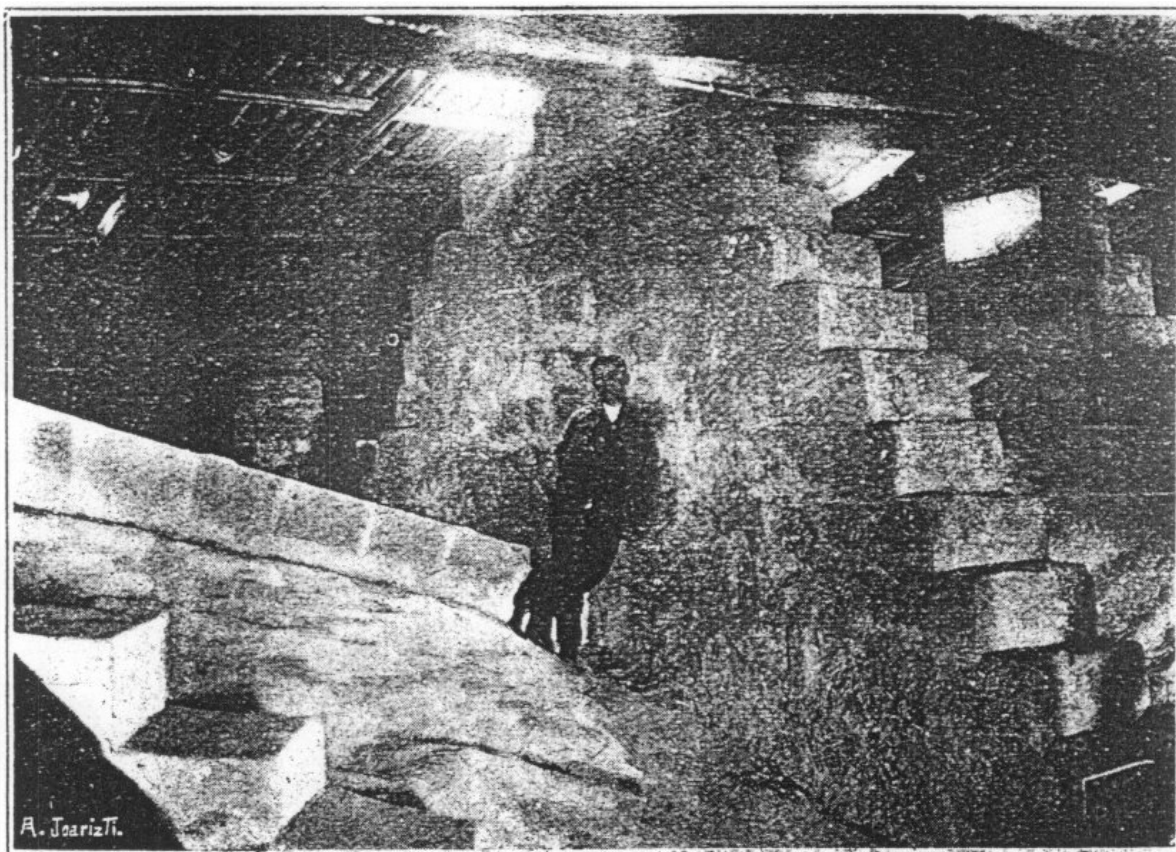
29



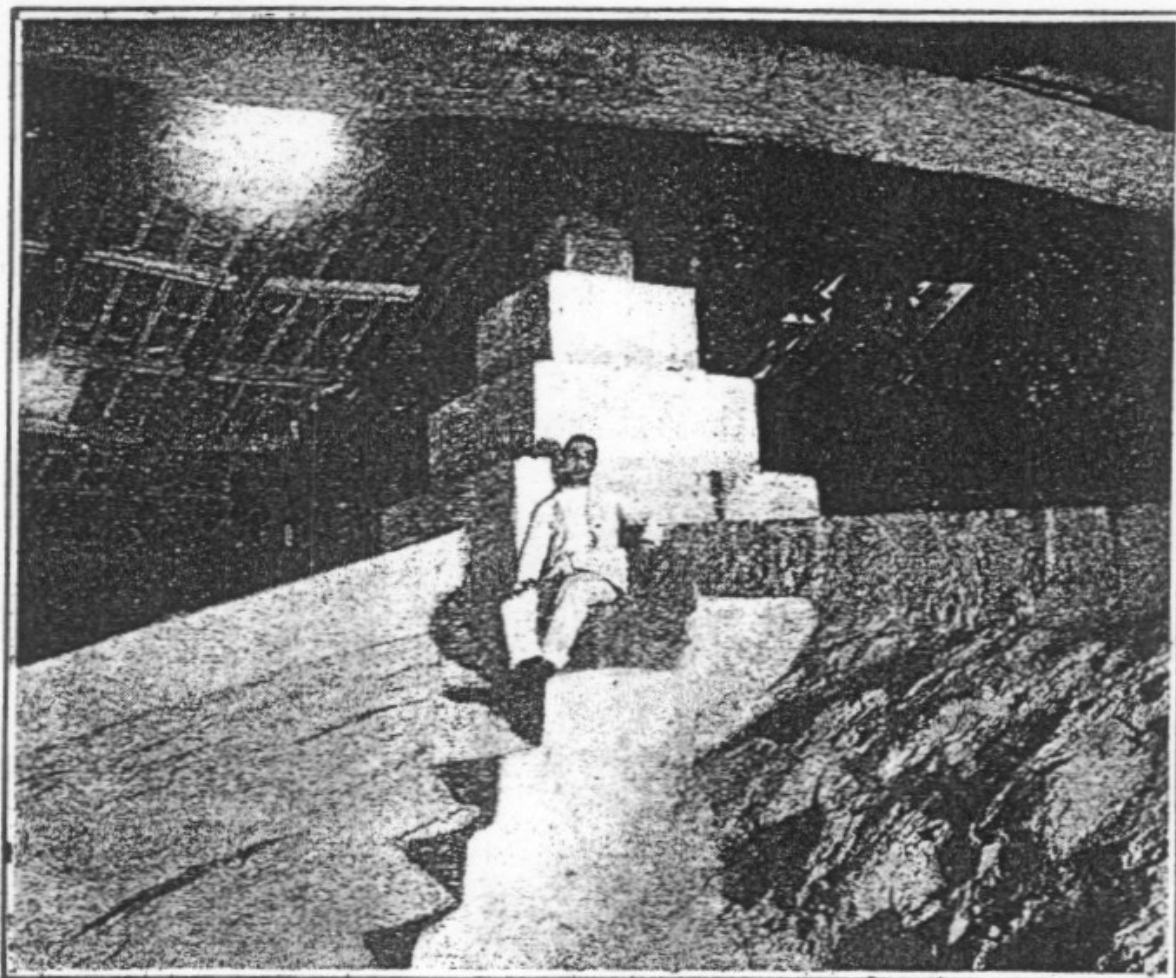
30



31



32



33

(Rubió i Bellver 1912)



34



35



36



37



38



39



40



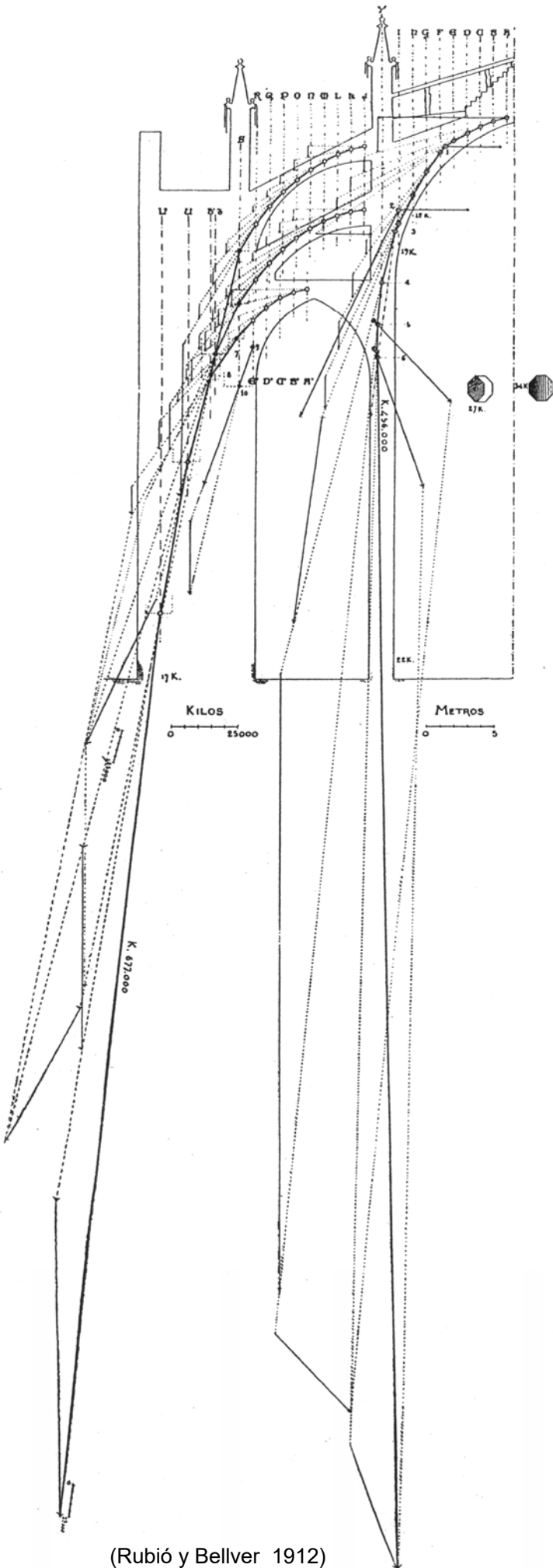
41



42



43



CONFERENCIA

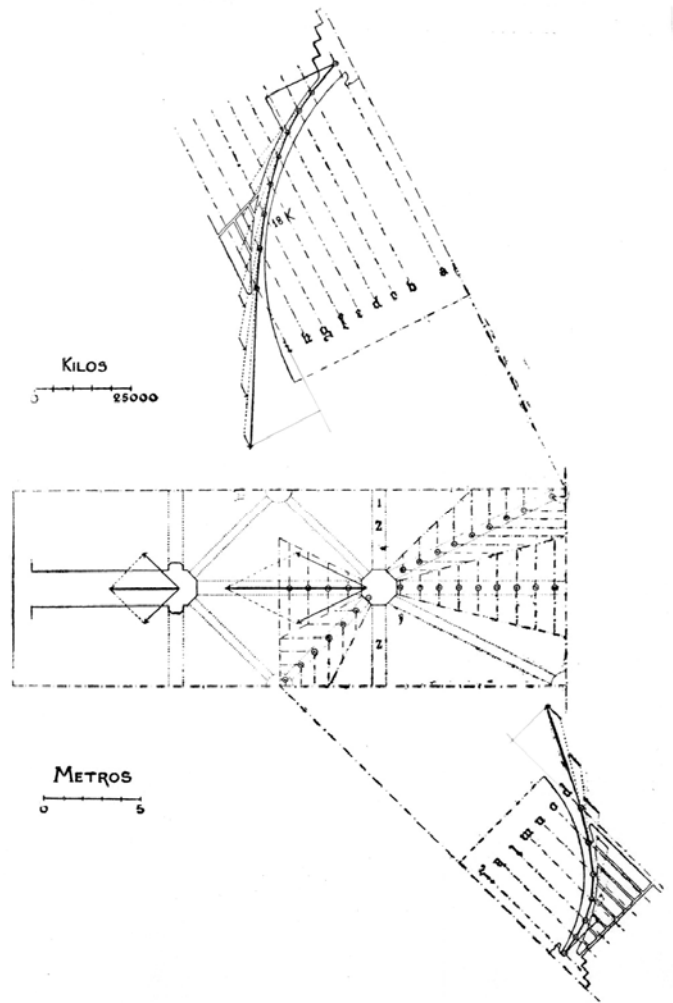
acerca de los conceptos orgánicos, mecánicos y constructivos
de la

Catedral de Mallorca

dada con motivo de la excursión oficial de la
Asociación de Arquitectos de Cataluña,

por

JUAN RUBIÓ BELLVER



Apéndice 1

Informe sobre el desprendimiento de un fragmento de piedra de la bóveda de la catedral de Palma de Mallorca el 4 de junio de 2015

Informe sobre el desprendimiento de un fragmento de piedra de la bóveda de la catedral de Palma de Mallorca el 4 de junio de 2015

El día del Corpus [4 de junio de 2015] se desprendió un pequeño fragmento de piedra desde una de las bóvedas de la catedral causando la consiguiente alarma.

El día de 2 julio se realizó una inspección con ayuda de una empresa de acceso vertical. Fui izado hasta la bóveda inmediatamente encima del lugar del impacto de la piedra.

La inspección visual permitió localizar el punto del desprendimiento. Se trata de una de las molduras del intradós del arco perpiaño. No hay duda de ello por el color de la fractura y por la parte labrada del fragmento desprendido.

La zona corresponde a los llamados “enjarjes” de la bóveda, y la inspección visual del resto de enjarjes de las bóvedas deja ver que esto se ha producido varias veces a lo largo de la historia, siendo rellenados los huecos en ocasiones con yeso (más adelante se discute sobre ello).

El fenómeno es completamente natural. Cuando el sistema de contrarresto cede ligeramente tras el descimbrado de la bóveda, ésta se agrieta siguiendo un modelo como el que se indica en la figura 1. En los enjarjes se producen las llamadas “articulaciones”: el peso se concentra en el intradós del nervio en los enjarjes, como se ve en el dibujo.

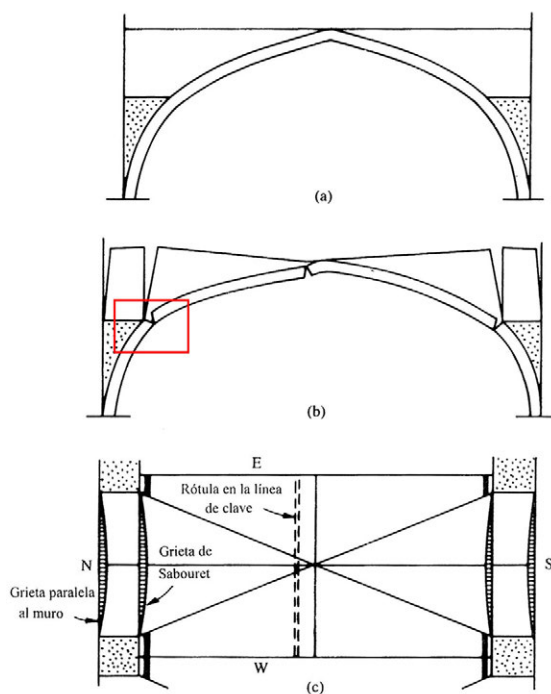


Figura 1. Agrietamiento típico de una bóveda de crucería (Heyman 1999)

La zona moldurada del intradós está sometida a una tensión más alta que el resto del nervio. Las tensiones siguen siendo bajas en relación con las de rotura de la piedra, pero un defecto interno de la piedra, un apoyo irregular debido a un deterioro local del mortero, etc., puede hacer saltar un fragmento. Las tensiones se redistribuyen y la seguridad del arco permanece inalterada.

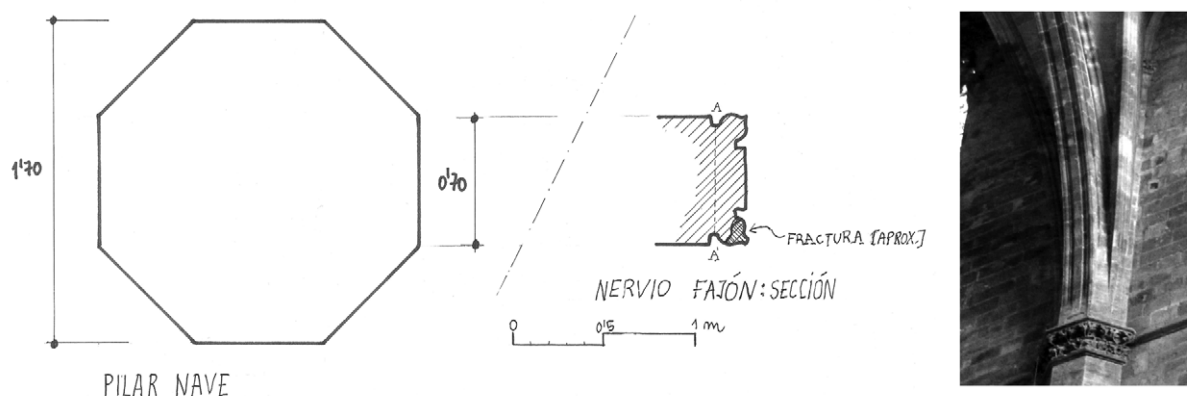


Figura 2. Croquis del nervio perpiaño y de la fractura

Para hacerse una idea de las tensiones, Rubió i Bellver estima la carga total por el arco fajón (incluyendo el muro superior y la parte correspondiente de bóveda) en unas 50 toneladas. Digamos que la mitad de esta carga se transmite directamente al enjarje, y que el nervio soporta sólo la mitad, el extremo del nervio delimitado por la línea A-A' en la figura 2, con un área de unos 1000 cm², trabajaría a 2,5 N/mm² (25 kg/cm²) que es una tensión admisible para la buena piedra del nervio.

Yo no pude acercarme a tocar la fractura, pero sí lo hizo el especialista que la fotografió de cerca. Es una fractura limpia y no se aprecian ni fisuras ni agrietamientos cercanos.

CONCLUSIONES

No es preciso hacer ninguna intervención. Los rellenos con yeso u otro material lo que hacen es introducir “cuerpos extraños” que con frecuencia conducen a nuevos desprendimientos, como ya ha sucedido en la catedral.

El fenómeno es un “accidente” normal y no se puede prever pues depende de factores internos como las ya citados que no pueden ser observados. El fenómeno se podría comparar al de la caída de una teja en un fuerte vendaval: es normal e inevitable. El riesgo es mínimo pero existe. (No hay ninguna actividad humana que no conlleve un riesgo. Ni siquiera quedarse en casa: el mayor porcentaje de accidentes se produce en los hogares.)

APÉNDICE

No obstante, quizá habría que pensar a medio plazo en una limpieza e inspección de las bóvedas. Estas tareas s deben hacer cada, digamos, 50-100 años. No sé cuándo fue la última.

La intervención no tiene por qué afectar para nada las visitas y la liturgia. Se procedería por tramos, reutilizando los andamios.

- para inspeccionar sólo los enjarjes:
los andamios se podrían subir colgando de las bóvedas. Los agujeros en las líneas de clave de los cañones transversales, sin duda, se hicieron para eso.
- para limpiar y resanar las bóvedas:
los andamios deberían cubrir todo el ancho de la nave. Se podrían montar en el suelo y subir colgando de las bóvedas como antes. Luego se apoyarían sobre los machones que se proyectan de los pilares o bien de mechinales ejecutados a tal efecto, disponiendo tornapuntas, etc.

Todo lo cual firmo y rubrico a mi leal saber y entender en Madrid a 5 de julio de 2015



Fdo: Santiago Huerta Fernández

Apéndice 2

**Levantamiento para el análisis de estabilidad de la Catedral de Mallorca
por *P. Fuentes González* y *R. A. Guerra Pestonit***

**MEMORIA DEL LEVANTAMIENTO Y PLANOS ARQUITECTÓNICOS PARA EL ANÁLISIS DE
ESTABILIDAD DE LA CATEDRAL DE PALMA DE MALLORCA**

Por

PAULA FUENTES GONZÁLEZ

y

ROSA ANA GUERRA PESTONIT

Obispado de Mallorca

Santiago de Compostela, noviembre de 2015

Índice

1. Objetivo del trabajo	2
2. Trabajo de campo	3
2.1. Levantamiento con estación total de los arcos perpiaños y pilares	4
2.2. Levantamiento con escáner láser del interior y el exterior de los tramos	4
2.3. Levantamiento de las terrazas altas	4
2.4. Levantamiento del bajo cubierta	4
2.5. Levantamiento de la cubierta	4
3. Trabajo de gabinete	5
4. Conclusiones.....	5
4.1. Bóvedas.....	5
4.2. Desplomes de los pilares.....	6
4.3. Desplome de los contrafuertes de la fachada sur	8
5. Láminas	9

1. Objetivo del trabajo

El trabajo tiene como objetivo el levantamiento geométrico del estado real en dos zonas de la Catedral, con el fin de proporcionar los datos necesarios para realizar un estudio de estabilidad.

Los tramos levantados son los que se han denominado A, B, E y F (figura 1).

Para el levantamiento estructural se pedían los siguientes datos:

- *Nave mayor*: forma de la mitad de cada una de las bóvedas, incluidas en los tramos indicados, forma y espesor de todos los nervios y arcos, de la plementería y de los rellenos, pirámides y muros sobre las bóvedas y de los muros del cuerpo de luces. Aunque se pedía sólo la mitad sur, se entregan los planos de la bóveda completa.
- *Nave lateral*: forma de la mitad de cada una de las bóvedas, forma y espesor de todos los nervios y arcos. Al no ser accesible el trasdós, no se pueden conocer los espesores con métodos no destructivos. Sí se ha obtenido el espesor entre el intradós de la bóveda y la cubierta de la terraza. Igual que en el caso anterior, se entregan los planos de las bóvedas laterales completas.
- *Capillas y puerta del Mirador*: geometría general de las bóvedas. Aunque se admitía una extrapolación de los datos de la capilla del Sagrado Corazón estudiada previamente, se han levantado los intradoses de cada una de las bóvedas representadas. Para la cubierta sí se han extrapolado los datos de la medición realizada previamente en la terraza de la capilla del Sagrado Corazón.

- *Arbotantes*: levantamiento de los dos arbotantes de cada tramo.
- *Estribos*: levantamiento de los dos grandes estribos.

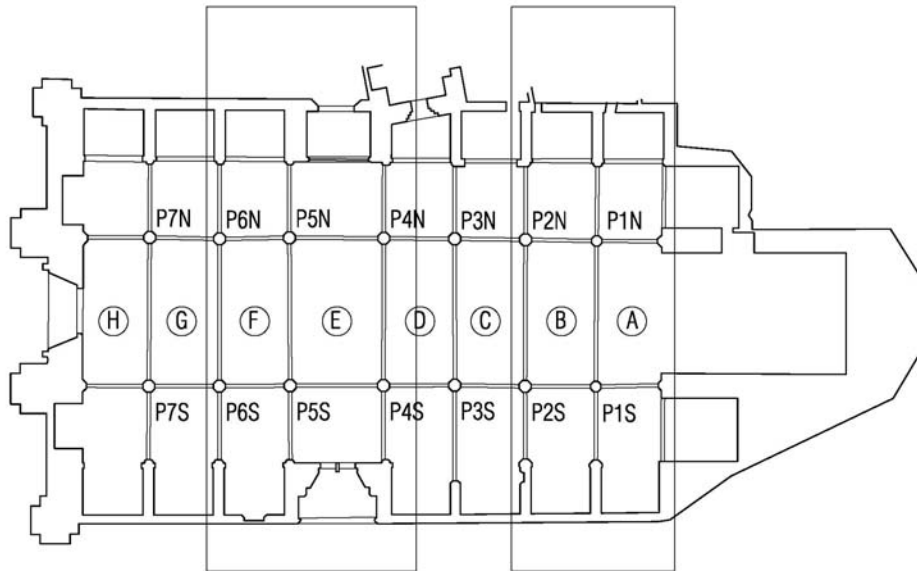


Figura 1. Planta de la catedral con los tramos levantados y la notación utilizada en la identificación de tramos y pilares

2. Trabajo de campo

Con este objetivo se ha realizado dos visitas a la catedral de Palma (los días 2 y 3 de octubre y el día 15 de octubre). En estas visitas se realizaron los siguientes trabajos:

- 1- Levantamiento con escáner láser del interior y el exterior de los tramos.
- 2- Levantamiento de las terrazas altas.
- 3- Levantamiento del bajo cubierta.
- 4- Levantamiento de la cubierta.
- 5- Levantamiento con estación total del arco perpiaño y los pilares del pórtico 1 para respaldar la precisión de las mediciones realizadas con el escáner.

2.1. Levantamiento con estación total de los arcos perpiaños y pilares

Este proceso se realizó mediante un estacionamiento en el eje del pórtico levantado. Con estos datos se comprobó la la coincidencia con el perfil obtenido del escáner.

2.2. Levantamiento con escáner láser del interior y el exterior de los tramos

Se realizaron dieciséis escaneos por el interior y cuatro por el exterior (fachada sur) con el fin de evitar en lo máximo posible las sombras arrojadas por los diferentes elementos. Los escaneos se han unido con el programa Scene de Faro.

2.3. Levantamiento de las terrazas altas

En el bajo cubierta se realizaron cuatro escaneos en la terrazas del lado norte, y cuatro en el lado sur, para la definición de los arbotantes de los pórticos 1 y 5. A la hora de definir la geometría se han omitido las casetas de instalaciones que se encuentran en este nivel.

2.4. Levantamiento del bajo cubierta

En el bajo cubierta se realizaron catorce escaneos. La irregularidad del trasdós de las bóvedas obliga a realizar muchos escaneos para evitar las sombras arrojadas de los diferentes elementos. Aún así algunas partes no se han podido definir. Estas partes aparecen en los planos en color marrón. Además de los escaneos se han medido con cinta métrica el espesor de las bóvedas con el fin de poder relacionar los escaneos del bajo cubierta con los realizados por el interior.

2.5. Levantamiento de la cubierta

Por último se realizó un escaneo de la cubierta por el exterior, para facilitar la unión de los distintos estacionamientos de la fachada y las terrazas a través de los pináculos y contrafuertes.

3. Trabajo de gabinete

Los diferentes escaneos se han registrado en el programa Scene de Faro. Debido a la inexistencia de una red de bases, algunos escaneos (fachada norte y bajo cubierta) no se han podido unir en una nube de puntos única y se ha tenido que referenciar manualmente. Una vez realizada la unión se ha procedido a sacar las ortofotos, con una definición de 200 pixeles/metro. Sobre ellas se han dibujado, con ayuda de fotografías y croquis de campo los siguientes planos:

- Secciones por los tramos B y F, mirando hacia la cabecera. Escala 1/200.
- Secciones por los pórticos 1 y 5, mirando hacia la cabecera. Escala 1/200.
- Plantas bajo cubierta y cenital reflejada de los tramos correspondientes (A, B, E y F). Escala 1/200.
- Plantas con los desplomes de los pilares. Se explican en el apartado 4.1. Escala 1/200.
- Alzado exterior sur (fachada del mar) de los mismos tramos. Escala 1/200
- Sección longitudinal de los tramos indicados (dirección de la nave). Escala 1/200
- Detalles de los nervios y perfiles de arbotantes. Escala 1/50.

4. Conclusiones

Como se ha señalado anteriormente, debido a la inexistencia de la red de bases algunos de los escaneos se han tenido que referenciar manualmente. Esto puede dar un error de precisión que estimamos no mayor de 2 cm, error que no afecta en absoluto a los estudios de estabilidad. Los escaneos del bajo cubierta y el interior se han unido a través de unas mediciones que se hicieron en los agujeros de la bóveda por el bajo cubierta.

4.1. Bóvedas

Las bóvedas de la cabecera de la nave central (tramos A y B) tienen un perfil ligeramente cupuliforme, y está más elevada la del tramo B. En el espinazo de la bóveda hay un gran

nervio de piedra unos 35 cm de canto y unos 60 de ancho (los valores son muy variables debido a la irregularidad de su geometría).

El espesor de la plementería es variable, aproximadamente entre los 18 y los 28 cm. Hay que tener en cuenta que en la sección longitudinal no se puede medir directamente, sino que hay que realizar un cálculo geométrico, teniendo en cuenta la curvatura del nervio y el muro del espinazo.

En las bóvedas de los tramos del Mirador (tramos E y F), el espinazo es una línea recta. El espesor de la plementería es mayor que en las bóvedas de la cabecera, entre 25 y 45 cm. También existe un importante nervio en el espinazo.

Sobre la clave de todas las bóvedas de la nave central se levanta una pirámide de piedra. En las bóvedas de la cabecera curiosamente la pirámide no está centrada, sino desplazada ligeramente hacia la cabecera. En los tramos del Mirador las pirámides sí están centradas con las claves de las bóvedas.

4.2. Desplomes de los pilares

Los desplomes de los pilares se han medido a tres alturas distintas y en dos direcciones, norte-sur y este-oeste. El sentido que se ha tomado como positivo se representa con una flecha en los planos. Se ha tomado como positivo el sentido oeste en el desplome longitudinal. En la dirección norte-sur, se ha tomado como positivo la apertura de los arcos, es decir, el sentido norte para los pilares del lado norte, y el sentido sur para los pilares del lado sur (figura 2). Las medidas se han redondeado a $\pm 0,5$ cm. En el plano aparecen dos tablas por cada pilar, que se corresponden con las dos direcciones. En cada tabla se muestran los desplomes a las tres alturas: 1-a la cota 11m, 2-a la cota 21,0 m, y 3-a la cota 28,6 m. Los desplomes se muestran también en las tablas siguientes. Algunos de los pilares presentan una curvatura, teniendo el desplome mayor en la parte central (P1S, P4S y P1N, dirección E-W). El mayor desplome se produce en los pilares P5N y P6S.

Altura	P1S	P2S	P4S	P5S	P6S
11	-2,5	-3,5	+4,5	-	+15,5
21,6	-5,5	-6,5	+9,0	-2,0	+32,0
28,6	-3,0	-9,5	+7,5	-3,0	+43,0

Tabla 1. Desplomes obtenidos en los pilares del lado sur, dirección este-oeste (sentido positivo oeste)

Altura	P1N	P2N	P4N	P5N	P6N
11	-1,5	-4,5	-1,5	+8,0	+7,0
21,6	-8,0	-12,5	-3,0	+22,5	+14,0
28,6	-7,5	-18,5	-4,0	+27,0	+16,5

Tabla 2. Desplomes obtenidos en los pilares del lado norte, dirección este-oeste (sentido positivo oeste)

Altura	P1S	P2S	P4S	P5S	P6S
11	+5,5	-2,0	-3,0	-3,0	+2,5
21,6	-3,0	-17,0	-3,0	+6,0	+11,1
28,6	-3,0	-16,0	+9,5	+20,5	+25,0

Tabla 3. Desplomes obtenidos en los pilares del lado sur, dirección norte-sur (sentido positivo hacia el sur)

Altura	P1N	P2N	P4N	P5N	P6N
11	-11,5	-1,5	-7,0	-7,5	-13,0
21,6	-17,0	-6,5	-14,0	-13,0	-15,0
28,6	-10,0	0	-8,0	-9,0	-12,5

Tabla 4. Desplomes obtenidos en los pilares del lado norte, dirección norte-sur (sentido positivo hacia el norte)

4.3. Desplome de los contrafuertes de la fachada sur

Los contrafuertes del lado sur están desplomados todos hacia los pies de la catedral (oeste) y hacia la fachada del mar (sur). A continuación se recogen los desplomes en una tabla (en cm, redondeados a $\pm 0,5$ cm). En la dirección norte-sur sólo se han recogido los desplomes del primer tramo de contrafuerte.

Altura	C1S	C2S	C4S	C5S	C6S
11	+1,0	+3,5	(no procede)	(no procede)	+3,5
21,6	+3,5	+15,0	+25,0	+11,0	+15,0
28,6	+6,0	+23,0	+22,0	+18,5	+23,5
40,5	+11,5	+27,0	+25,5	+33,5	+38,0

Tabla 5. Desplomes obtenidos en los contrafuertes de la fachada sur en la dirección este-oeste (sentido positivo hacia el oeste)

Los contrafuertes 1, 2 y 4, además del desplome, están ligeramente girados en planta.

En Santiago de Compostela a 29 de noviembre de 2015



Fdo. Rosa Ana Guerra Pestonit

Universidad de Santiago de Compostela



Fdo. Paula Fuentes González

Universidad Politécnica de Madrid

5. Láminas

Lámina 1. Ortofoto de la planta con las bóvedas reflejadas.

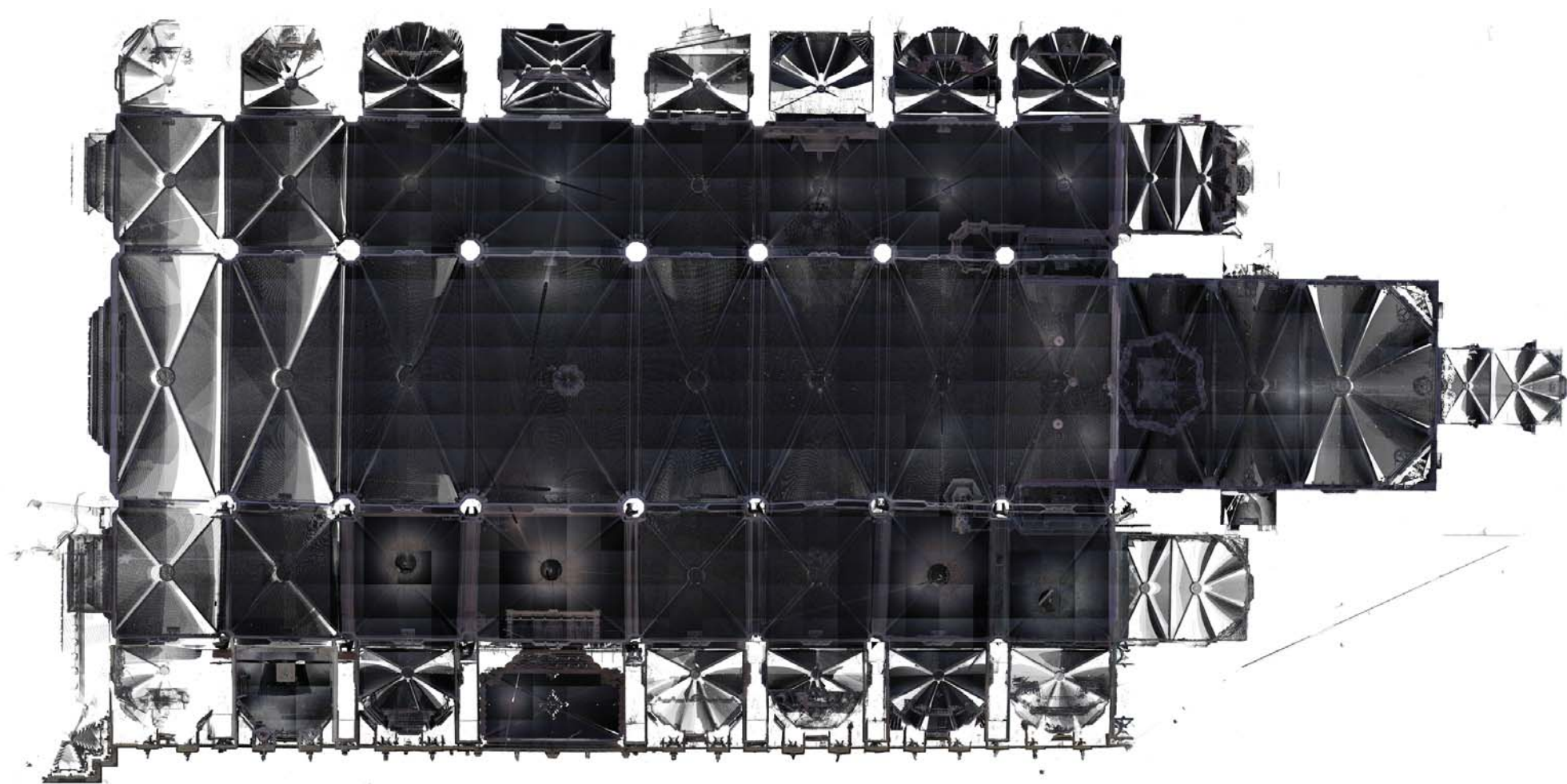
Lámina 2. Ortofoto de la sección longitudinal, mirando hacia el sur.

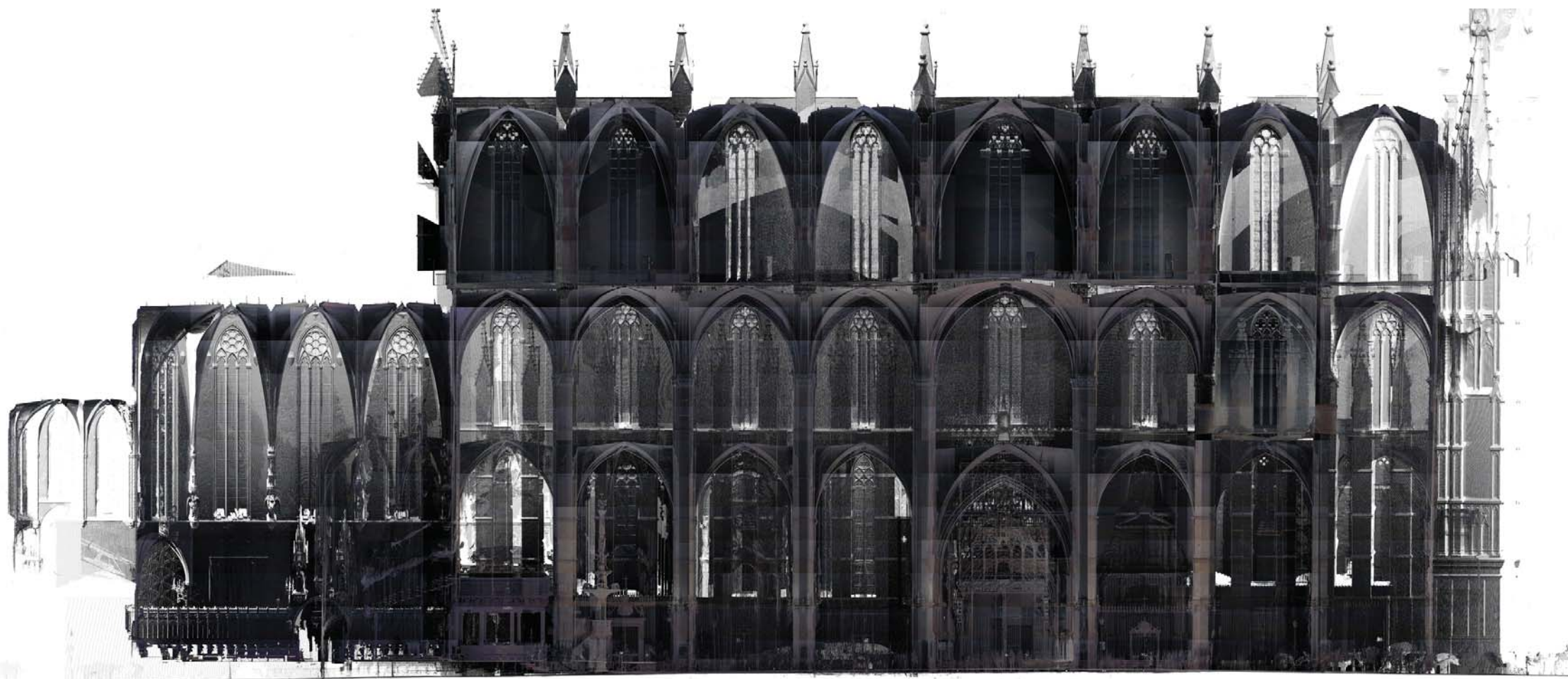
Lámina 3. Ortofoto del alzado sur.

Lámina 4. Ortofoto de la sección transversal por el tramo B.

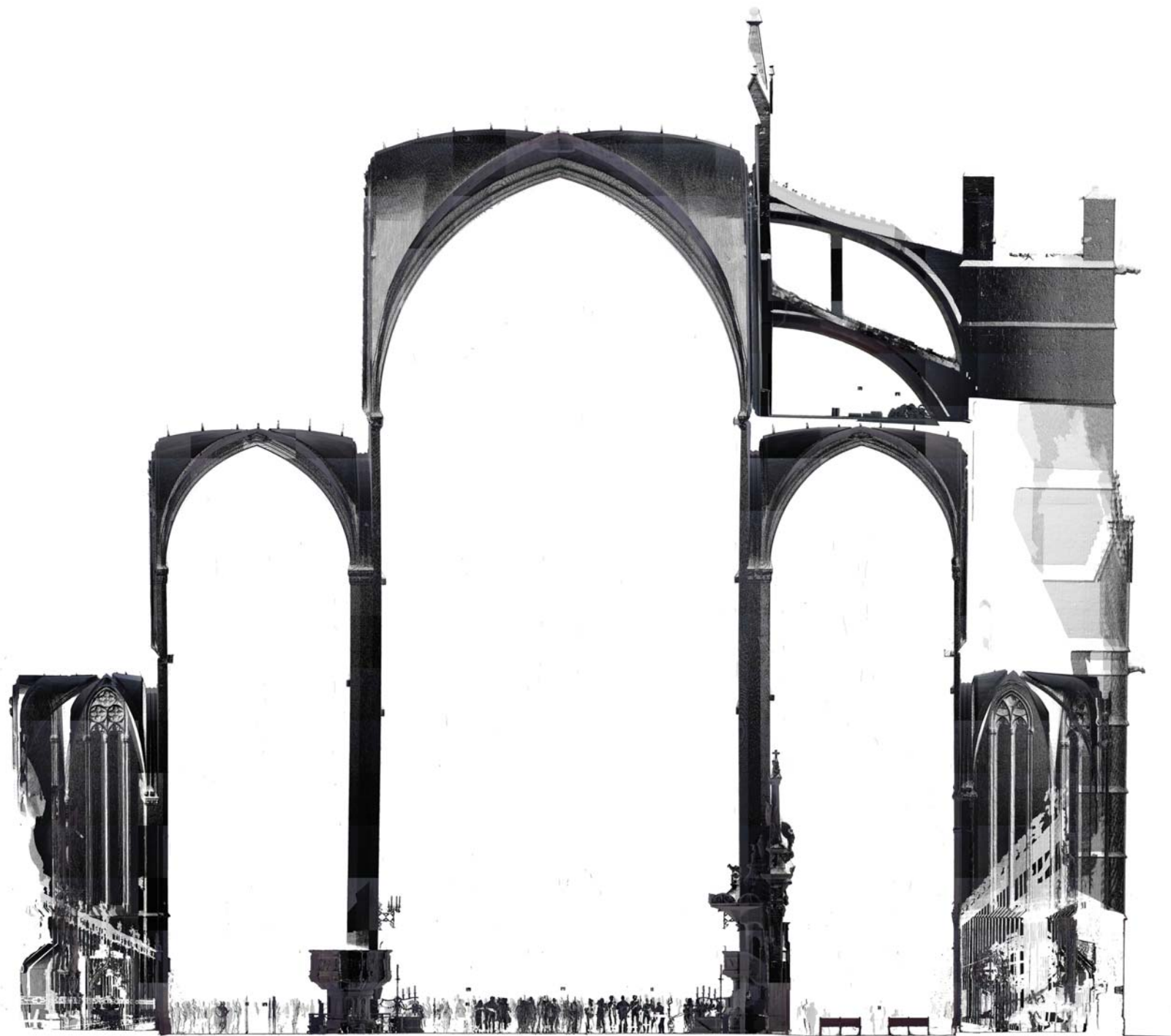
Lámina 5. Ortofoto de la planta del bajo cubierta.

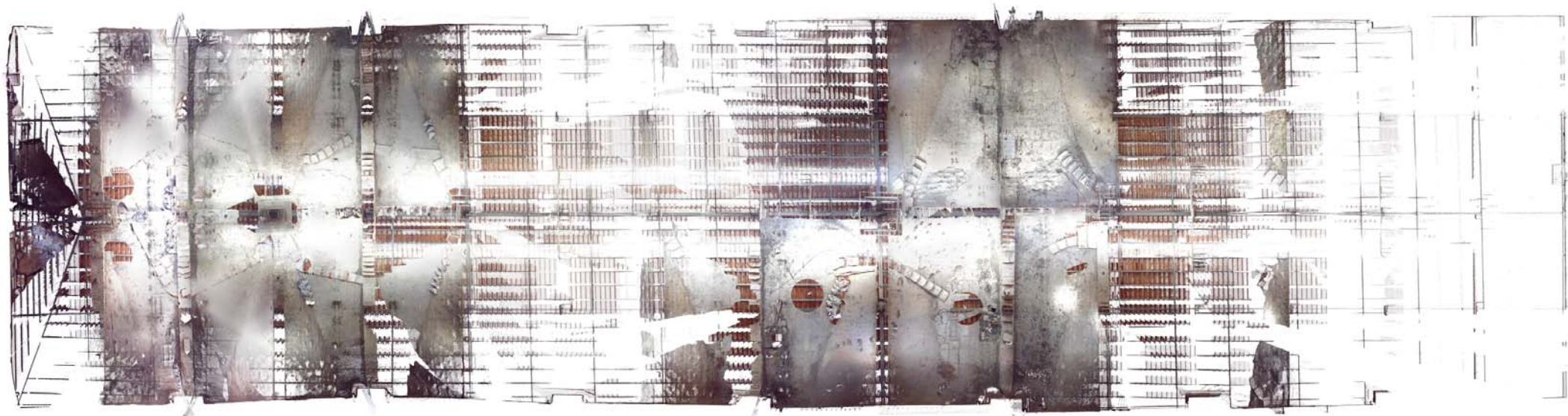
Lámina 6. Ortofoto de la sección transversal por el tramo B del bajo cubierta.

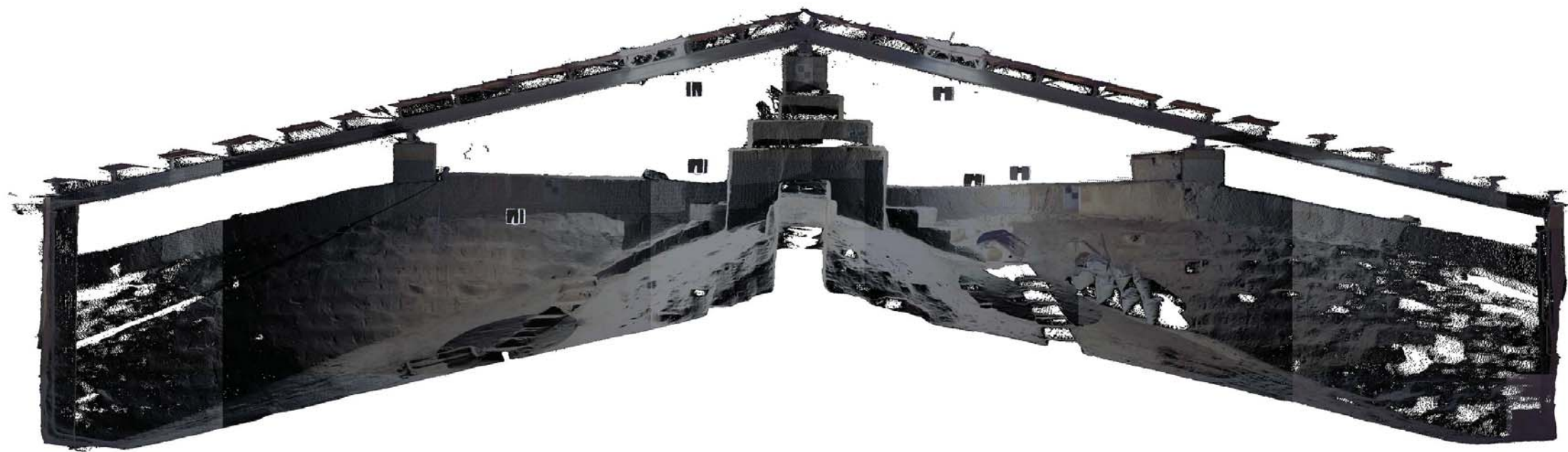


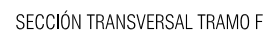


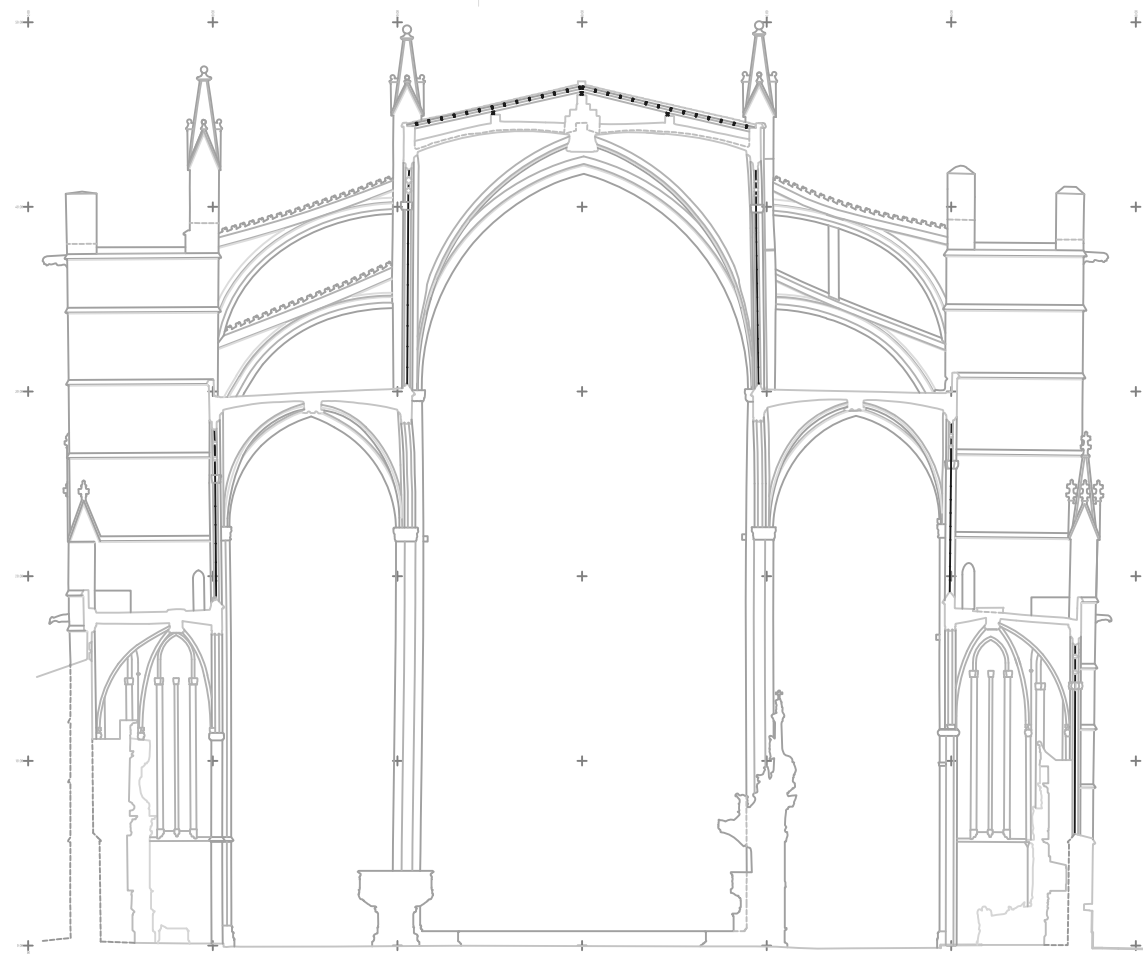




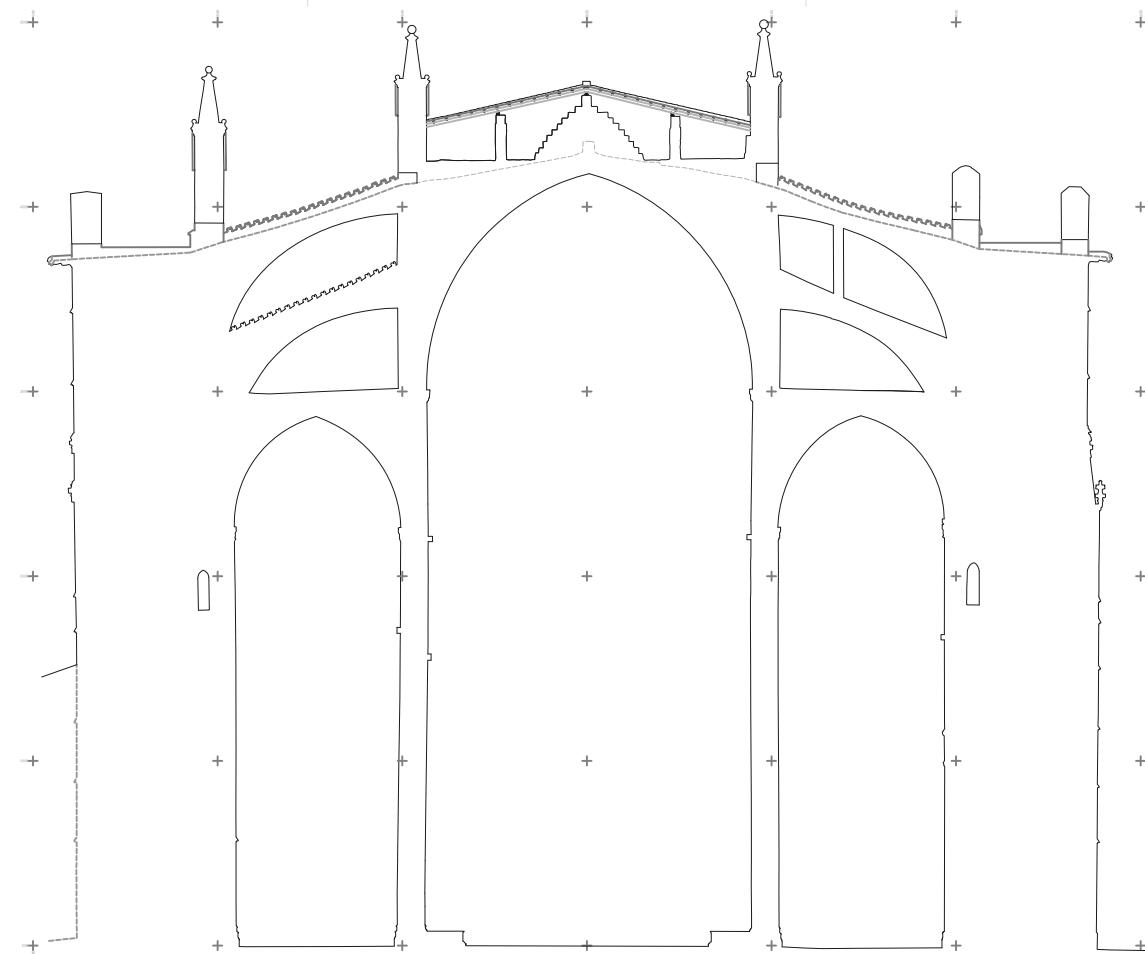




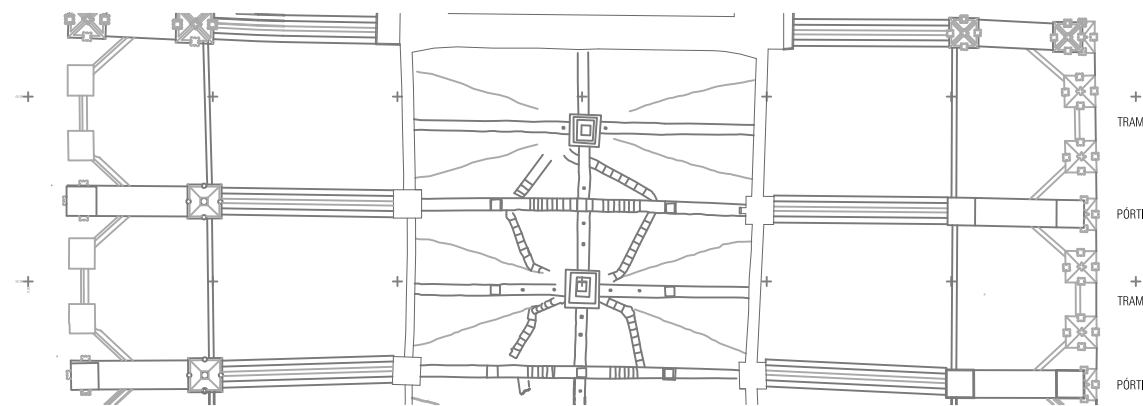




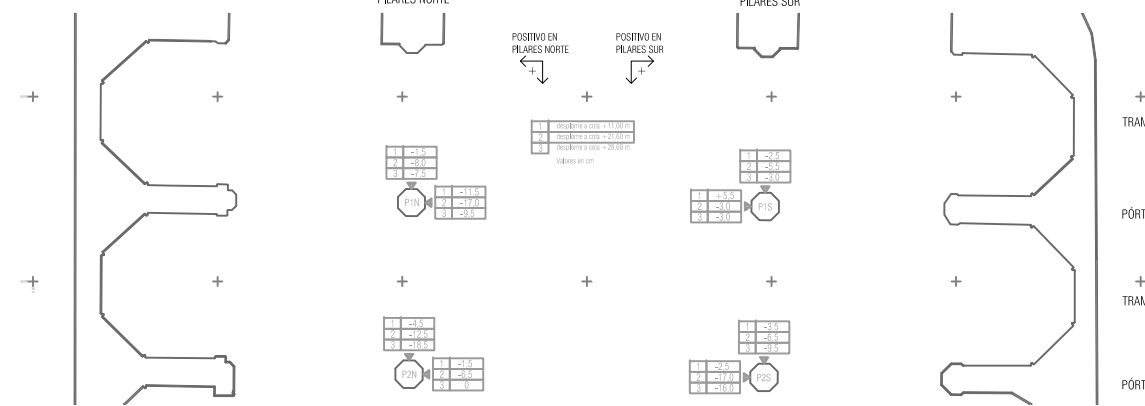
SECCIÓN TRANSVERSAL TRAMO B



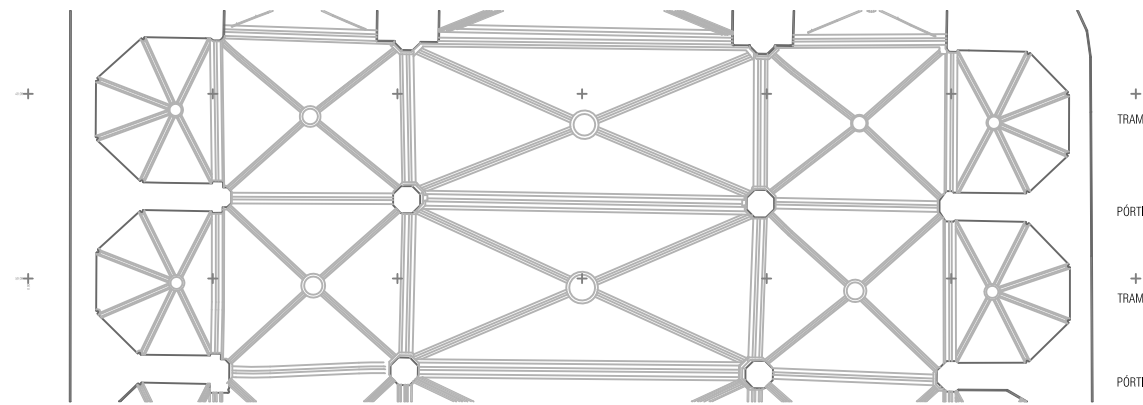
SECCIÓN TRANSVERSAL PÓRTICO 1



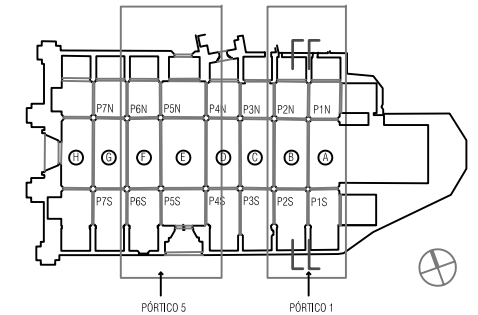
PLANTA BAJO CUBIERTA

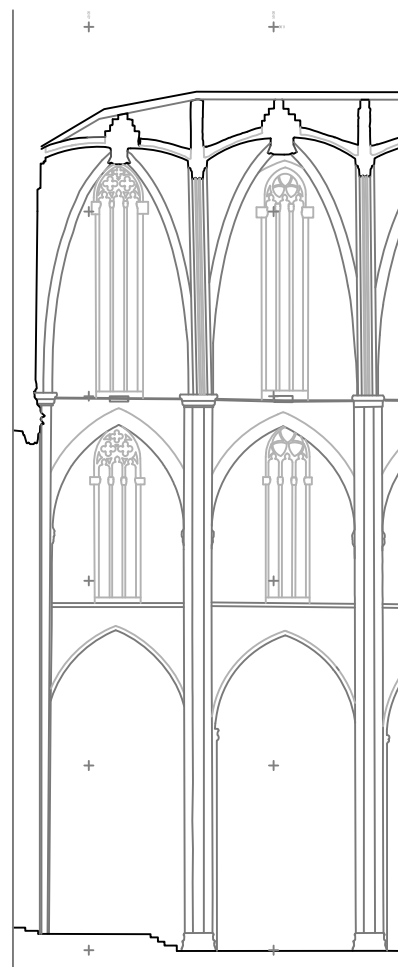


DESPLONES DE PILARES

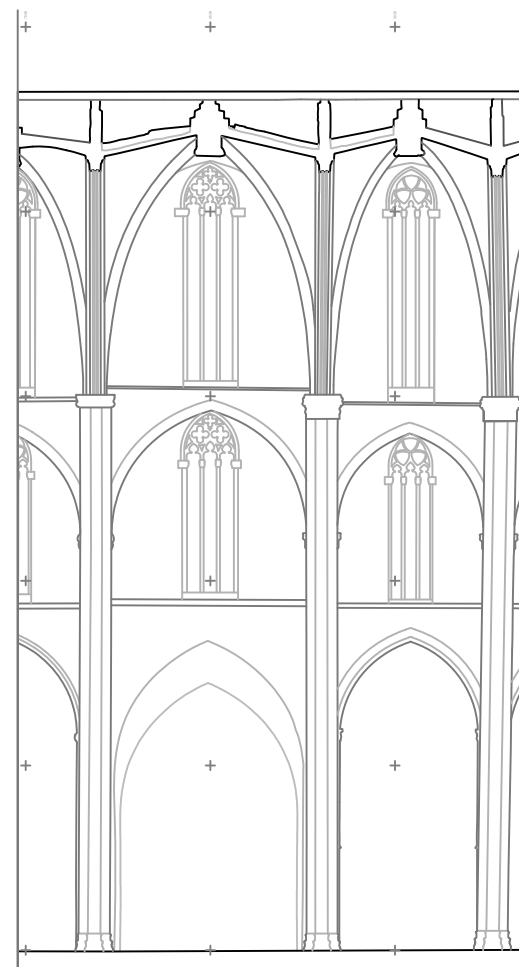


PLANTA CENTRAL REFLEJADA (cota +1,20 m)

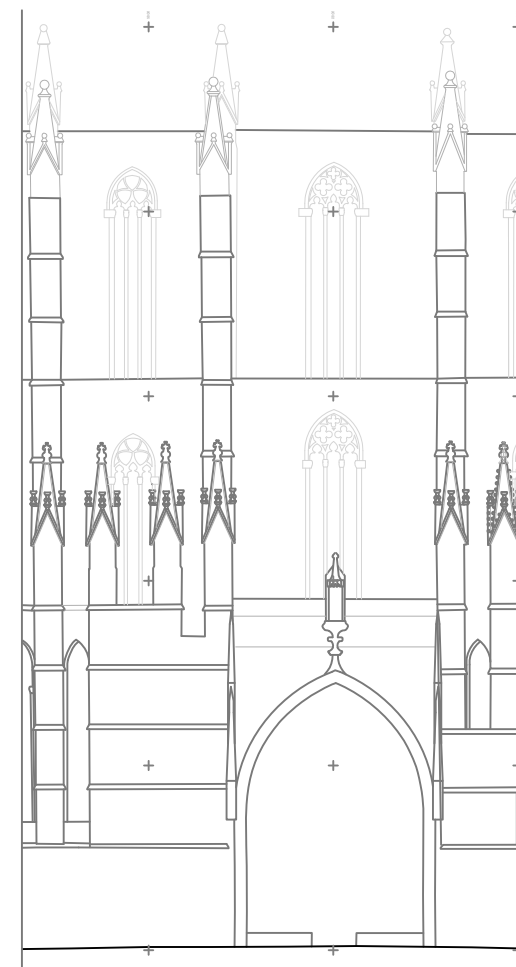




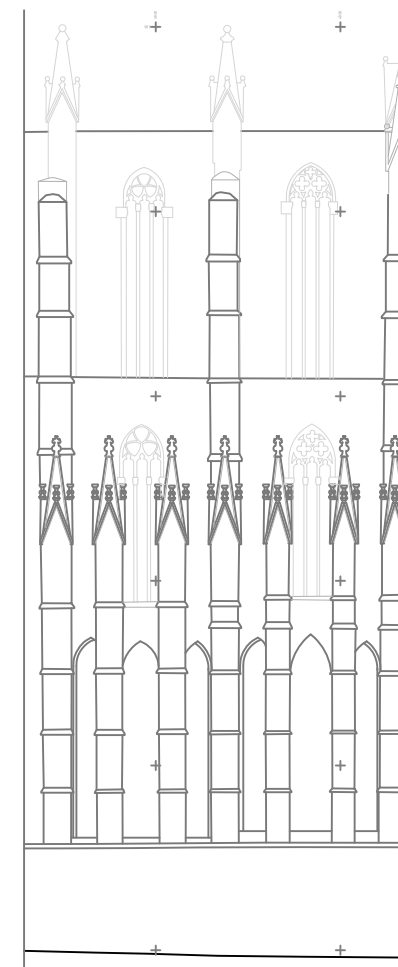
SECCIÓN TRANSVERSAL TRAMOS A Y B



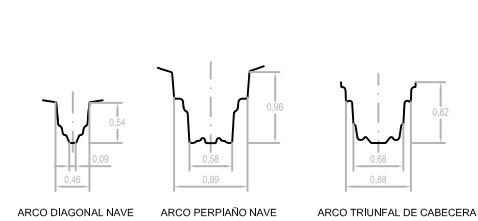
SECCIÓN TRANSVERSAL TRAMOS E Y F



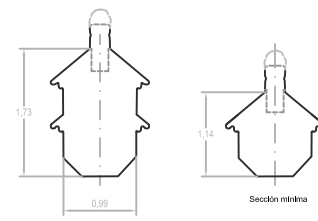
ALZADO SUR TRAMOS E Y F



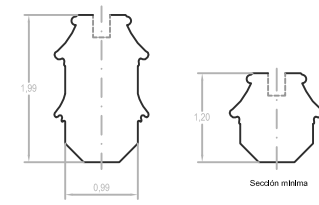
ALZADO SUR TRAMOS A y B



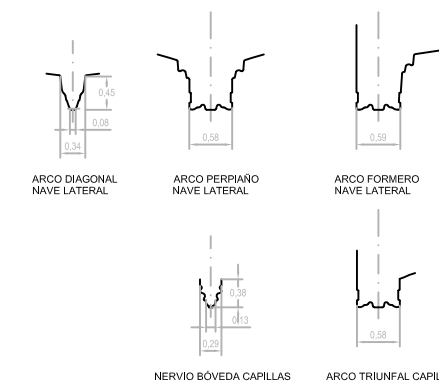
ARCO DIAGONAL NAVE ARCO PERPIAÑO NAVE ARCO TRIUNFAL DE CABECERA



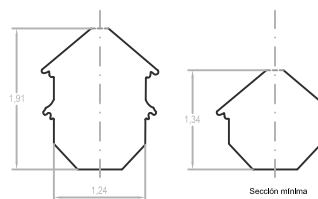
ARBOTANTES SUPERIORES PÓRICO 1



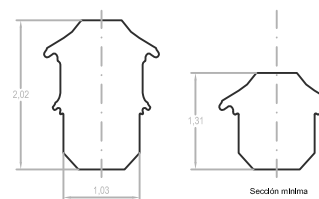
ARBOTANTES SUPERIORES PÓRICO 5



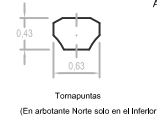
DETALLES DE NERVIOS Y ARCOS
E: 1/50



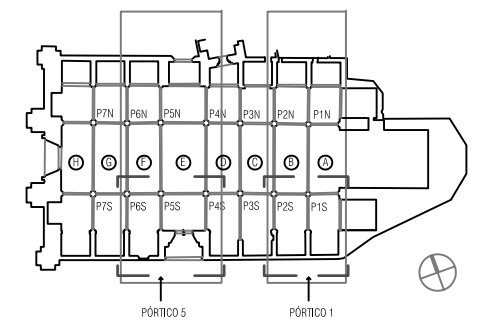
ARBOTANTES INFERIORES PÓRICO 1



ARBOTANTES INFERIORES PÓRICO 5



Tomas puntas
(En arbotante Norte solo en el Interior)



LEVANTAMIENTO DE DOS TRAMOS DE LA CATEDRAL DE MALLORCA PARA ESTUDIO DE ESTABILIDAD

CABILDO DE LA CATEDRAL DE MALLORCA

LEVANTAMIENTO Y DIBUJO FECHA ESCALA

PAULA FUENTES GONZÁLEZ
ROSA ANA GUERRA PESTONIT 1/12/2015 1/200 : 1/50 (original A1)

SECCIONES LONGITUDINALES,
ALZADOS SUR Y DETALLES

MEMORIA DE LA AMPLIACIÓN DEL LEVANTAMIENTO PARA EL ANÁLISIS DE
ESTABILIDAD DE LA CATEDRAL DE MALLORCA

Por

PAULA FUENTES GONZÁLEZ
y
ROSA ANA GUERRA PESTONIT

Obispado de Mallorca

Madrid, agosto de 2016

Índice

1. Objetivo del trabajo	3
2. Trabajo de campo	3
2.1. Levantamiento con escáner láser del interior y el exterior	3
2.2. Levantamiento de las terrazas altas	3
3. Trabajo de gabinete	4
4. Conclusiones	5
4.1. Desplomes de los pilares	5
4.1.1. Dirección Norte-Sur	5
4.1.2. Dirección Este-Oeste	5
4.2. Desplome de los estribos	6
5. Anexo: tabla de desplomes	7

1. Objetivo del trabajo

El trabajo tiene como objetivo ampliar la toma de datos realizada en noviembre de 2015 para la medición de los desplomes de todos los pilares, pilastras y estribos del cuerpo principal de la catedral de Mallorca, con el fin de realizar un estudio de estabilidad.

Comprende las siguientes partes:

- Medición de desplomes en todos los pilares de la nave, en las dos direcciones principales (longitudinal y transversal) y a tres alturas: cotas 11,00; 21,60; y 28,60 metros.
- Medición de desplomes en todas las pilastras de las naves laterales, también en las dos direcciones principales y a dos alturas, a cotas 11,00 y 21,60 m.
- Medición de desplomes en todos los estribos, en las dos direcciones y a cuatro alturas: 11,00; 21,60; 28, 60 y 39,30 m.
- Medición de desplomes en las pilastras y estribo del pórtico de cabecera.

2. Trabajo de campo

Con este objetivo se han realizado dos visitas a la catedral de Palma, los días 3 y 4 de junio de 2016. En estas visitas se realizaron 31 escaneos para completar los datos que se obtuvieron para el primer trabajo. El escáner utilizado fue el Trimble X5.

2.1. Levantamiento con escáner láser del interior y el exterior

Se realizaron cinco escaneos por el interior y quince por el exterior al nivel del pavimento, con el fin de evitar en lo máximo posible las sombras arrojadas por los diferentes elementos.

2.2. Levantamiento de las terrazas altas

En las terrazas se realizaron seis escaneos en el lado norte, y cinco en el lado sur, para la definición de los estribos en su parte superior.

3. Trabajo de gabinete

Los diferentes escaneos se han registrado en el programa Scene de Faro. Una vez realizada la unión se ha procedido a sacar las ortofotos, con una definición de 200 pixeles/metro. Sobre ellas se han dibujado las deformaciones de los pilares, pilastras y estribos. Para que se aprecien mejor los movimientos, las deformaciones se han multiplicado por 10 en la dirección horizontal.

Los dibujos que se entregan son los siguientes:

- Planta con los valores de todos los desplomes. Escala 1/200.

- Secciones transversales de todos los pórticos, incluido el de cabecera, mirando hacia la cabecera. Escala 1/250 (desplome realizado en la dirección horizontal 1/25).

- Sección longitudinal de los pilares norte (mirando hacia el norte) y sur (mirando hacia el sur). Escala 1/250 (desplome realizado en la dirección horizontal 1/25).

- Sección longitudinal de los estribos norte (mirando hacia el sur) y sur (mirando hacia el norte). Escala 1/250 (desplome realizado en la dirección horizontal 1/25). El caso de los estribos es particular, puesto que no son rectos en toda su longitud. Para medir y dibujar los desplomes, se han ido trasladando sobre la misma vertical los diferentes tramos del estribo. Las líneas a trazos representan las líneas que se han desplazado en los distintos retranqueos para medir los desplomes.

Por último se entrega una tabla con todos los valores de los desplomes (tabla 1).

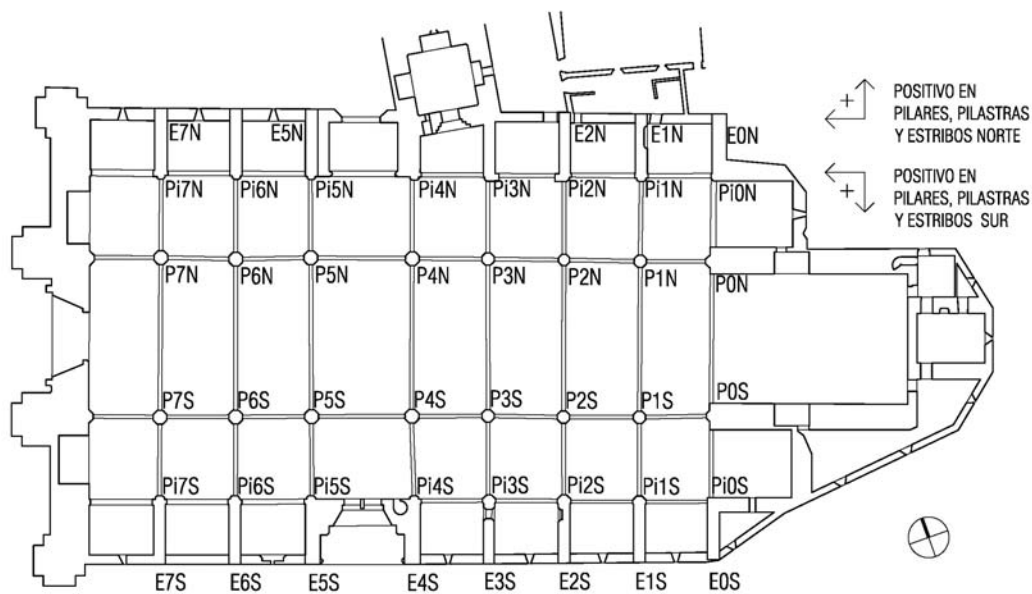


Figura 1. Esquema de la planta con la nomenclatura de los distintos elementos e indicación del sentido positivo de los desplomes.

4. Conclusiones

4.1. Desplomes de los pilares

Los desplomes de los pilares se han medido a las tres alturas indicadas anteriormente: nivel 1-a la cota 11,00 m, nivel 2-a la cota 21,00 m, y nivel 3-a la cota 28,60 metros y en dos direcciones, norte-sur y este-oeste. Los desplomes se han medido desde la cota +1,20 m. Las medidas se han redondeado a $\pm 0,5$ cm.

4.1.1. Dirección Norte-Sur

El sentido que se ha tomado como positivo se representa con una flecha en los planos. En la dirección norte-sur, se ha tomado como positivo la apertura de los arcos, es decir, el sentido norte para los pilares del lado norte, y el sentido sur para los pilares del lado sur (figura 1). Se dan los valores de la cara norte en los pilares sur, y de la cara sur en los pilares del lado norte. En general, en la dirección Norte-Sur los pilares presentan una doble curvatura, inclinándose en la parte inferior hacia el centro (sentido negativo) y en la parte superior hacia fuera (sentido positivo). El mayor desplome se produce en los pilares P5N, P6S y P7S.

4.1.2. Dirección Este-Oeste

Se ha tomado como positivo el sentido oeste en el desplome longitudinal. En la dirección Este-Oeste, los pilares P0S, P0N, P3S, P3N, P4S, P5N, P6S, P6N, P7S y P7N se inclinan hacia la fachada (Oeste) y el resto hacia la cabecera. Los mayores desplomes se producen en los pilares P6S y P7S.

4.2. Desplome de los estribos

Los desplomes de los estribos se han medido a las cuatro alturas indicadas anteriormente: nivel 1-a la cota 11,00 m, nivel 2-a la cota 21,00 m, nivel 3-a la cota 28,60 m y nivel 4 a la cota 39,30 m, y en dos direcciones, norte-sur y este-oeste. El sentido que se ha tomado como positivo se representa con una flecha en los planos. Se ha tomado como positivo el sentido oeste en el desplome longitudinal. En la dirección norte-sur, se ha tomado como positivo la apertura de los arcos, es decir, el sentido norte para los pilares del lado norte, y el sentido sur para los pilares del lado sur (figura 2). Los desplomes se han medido desde la cota +5,85 m. Las medidas se han redondeado a $\pm 0,5$ cm. Los estribos están desplomados todos hacia los pies de la catedral (oeste), menos el estribo de cabecera, que se inclina en la dirección contraria (este). Los desplomes en las dos caras del estribo son diferentes, abriéndose ligeramente el estribo en la parte superior.

En la dirección Norte-Sur están desplomados, tal y como era esperable, hacia el exterior.

En Madrid a 30 de agosto de 2016



Fdo. Rosa Ana Guerra Pestonit
Universidad de Santiago
de Compostela

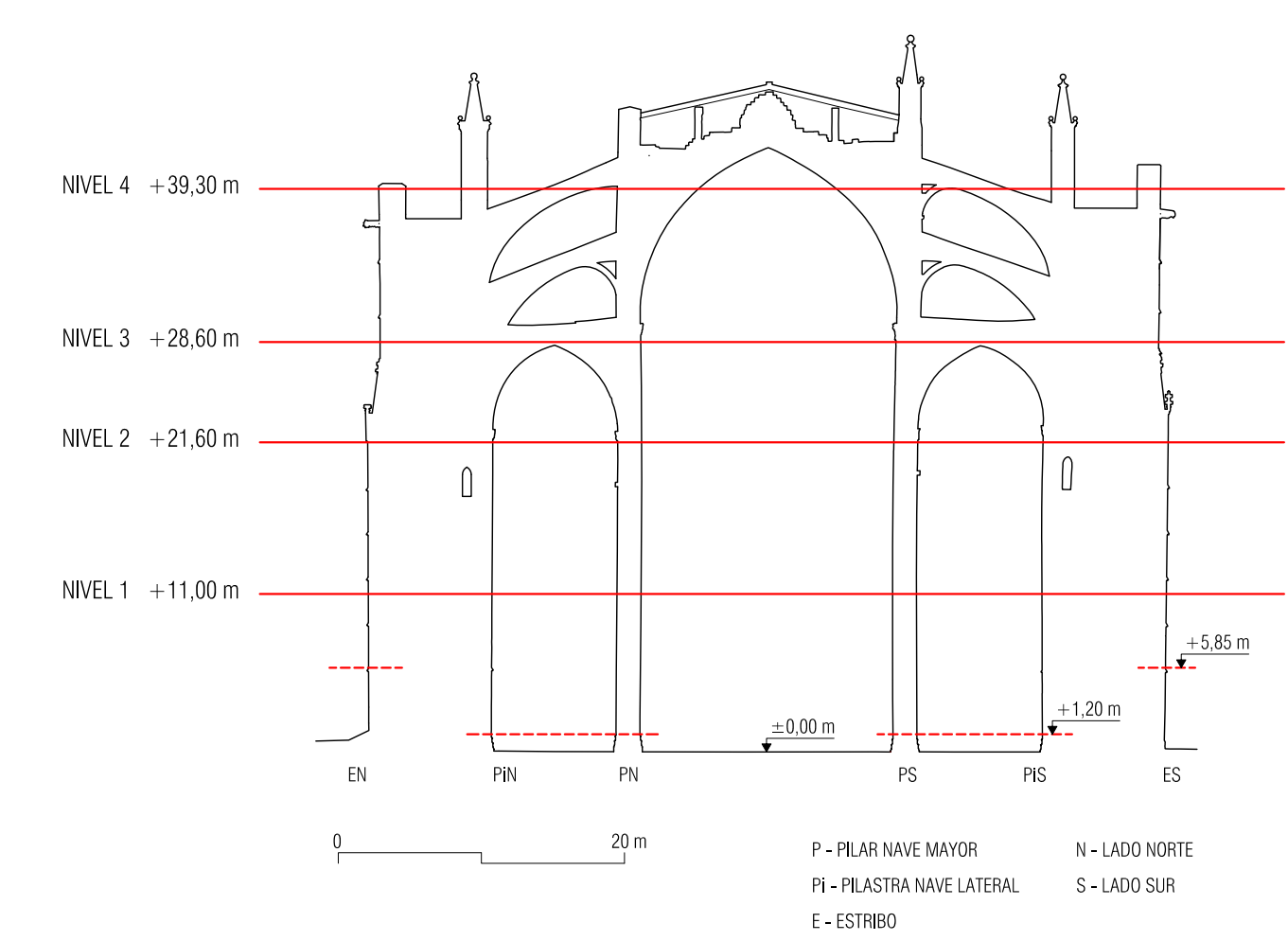
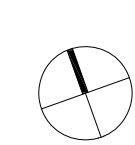
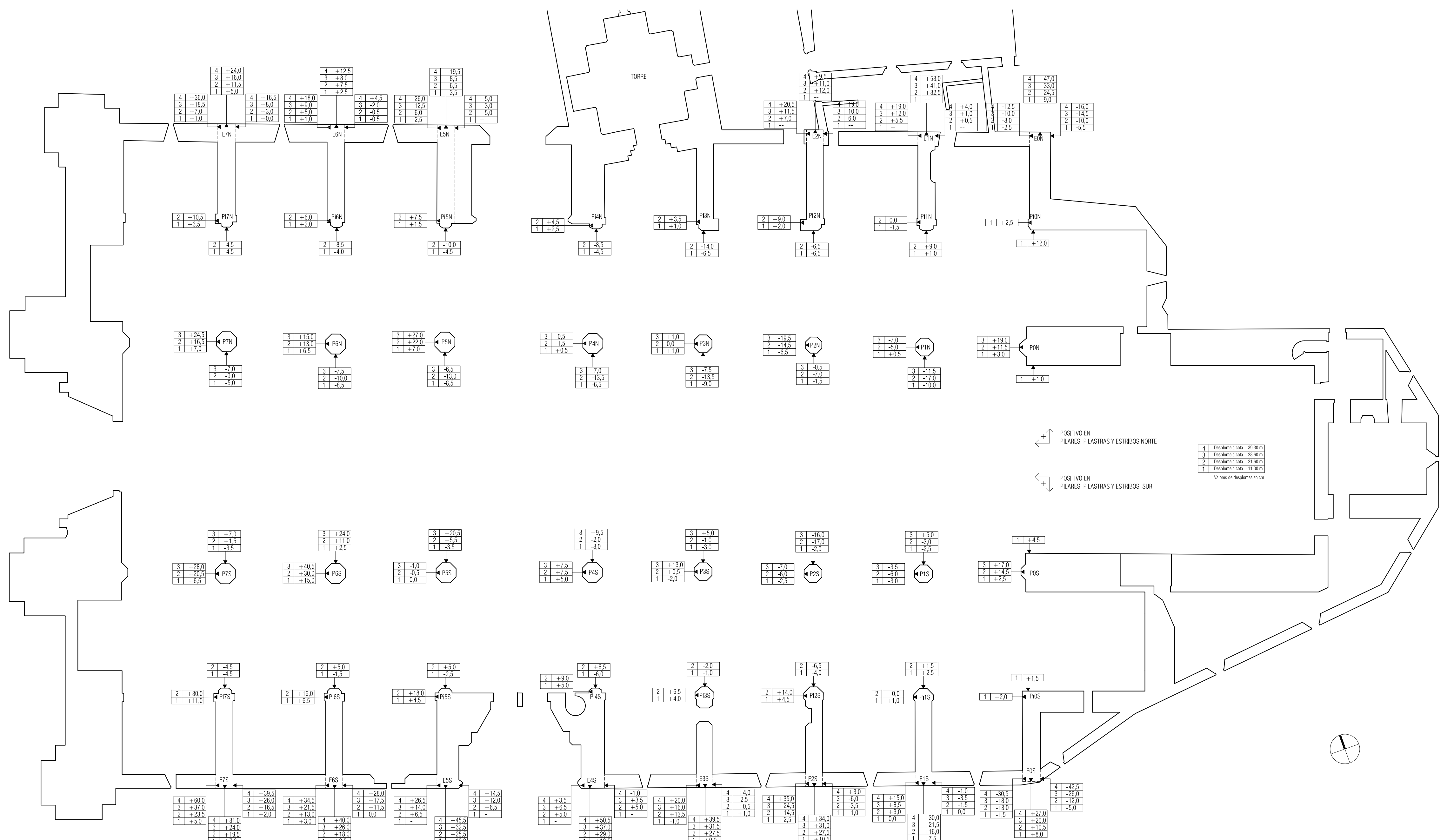


Fdo. Paula Fuentes González
Universidad Politécnica de Madrid

5. Anexo: tabla de desplomes

		Estribos N			Pilastras N		Pilares N		Pilares S			Pilastras S		Estribos S		
		N_S	E-W (cara W)	E-W (cara E)	N_S	E-W	N_S	E-W (cara W)	E-W (cara W)	N_S		E-W	N_S	E-W (cara E)	E-W (cara W)	N_S
Sentido positivo		←	↓	↓	←	↓	←	↓	↓	→		↓	→	→	↓	→
Port Cab	Nivel 4	+47,0	-12,5	-16,0										-42,5	-24,0	+30,5
	Nivel3	+33,0	-10,0	-14,5			no procede	+19,0						-26,0	-11,5	+23,5
	Nivel2	+24,5	-8,0	-10,0	no procede	no procede	no procede	+11,5						-12,0	-6,5	+13,5
	Nivel1	+9,0	-2,5	-5,5	+12,0	+2,5	+1,0	+3,0						-5,0	-1,5	+8,0
Port 1	Nivel 4	+53,0	+19,0	+4,0										-1,0	+15,0	+30,0
	Nivel3	+41,0	+12,0	+1,0			-11,5	-7,0						-3,5	+8,5	+21,5
	Nivel2	+32,5	+5,5	+0,5	+9,0	0	-17,0	-5,0						-1,5	+3,0	+16,0
	Nivel1	no procede	no procede	no procede	+1,0	-1,5	-10,0	+0,5						0,0	0,0	+7,5
Port 2	Nivel 4	+14,5	+20,5	+19,0										+3,0	+35,0	+34,0
	Nivel3	+11,0	+11,5	+10,0			-0,5	-19,5						-6,0	+24,5	+31,0
	Nivel2	+13,0	+7,0	+6,0	-6,5	+9,0	-7,0	-14,5						-3,5	+14,5	+27,5
	Nivel1	no procede	no procede	no procede	-6,5	+2,0	-1,5	-6,5						-1,0	+2,5	+10,5
Port 3	Nivel 4	TORRE	TORRE	TORRE										+4,0	+20,0	+39,5
	Nivel3						-7,5	+1,0						-2,5	+16,0	+31,5
	Nivel2				-14,0	+3,5	-13,5	0						+0,5	+13,5	+27,5
	Nivel1				-6,5	+1,0	-9,0	+1,0						+1,0	-1,0	+9,0
Port 4	Nivel 4	TORRE	TORRE	TORRE										-1,0	+3,5	+50,5
	Nivel3						-7,0	-0,5						+3,5	+6,5	+37,0
	Nivel2				-8,5	+4,5	-13,5	-1,5						+5,0	+5,0	+29,0
	Nivel1				-4,5	+2,5	-6,5	+0,5						no procede	no procede	+19,5
Port 5	Nivel 4	+19,5	+26,0	+5,0										+14,5	+26,5	+45,5
	Nivel3	+8,5	+12,5	+3,0			-6,5	+27,0						+12,0	+14,0	+32,5
	Nivel2	+6,5	+6,0	+5,0	-10,0	+7,5	-13,0	+22,0						+6,5	+6,5	+25,5
	Nivel1	+3,5	+2,5	no procede	-4,5	+1,5	-8,5	+7,0						no procede	no procede	+13,0
Port 6	Nivel 4	+12,5	+18,0	+4,5										+28,0	+34,5	+39,87
	Nivel3	+8,0	+9,0	-2,0			-7,5	+15,0						+17,5	+21,5	+26,0
	Nivel2	+7,5	+5,0	-0,5	-8,5	+6,0	-10,0	+13,0						+11,5	+13,0	+18,0
	Nivel1	+2,5	+1,0	-0,5	-4,0	+2,0	-8,5	+6,5						0,0	+3,0	+9,5
Port 7	Nivel 4	+24,0	+36,0	+16,5										+39,5	+60,0	+31,0
	Nivel3	+16,0	+18,5	+8,0			-7,0	+24,5						+26,0	+37,0	+24,0
	Nivel2	+11,5	+7,0	+3,0	-4,5	+10,5	-9,0	+16,5						+16,5	+23,5	+19,5
	Nivel1	+5,0	+1,0	+0,0	-4,5	+3,5	-5,0	+7,0						+2,0	+5,0	+7,0
Nivel 4	+39,30 m															
Nivel3	+28,60 m															
Nivel2	+21,60 m															
Nivel1	+11,00 m															

Tabla 1. Valores de los desplomes (cm)

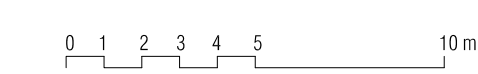


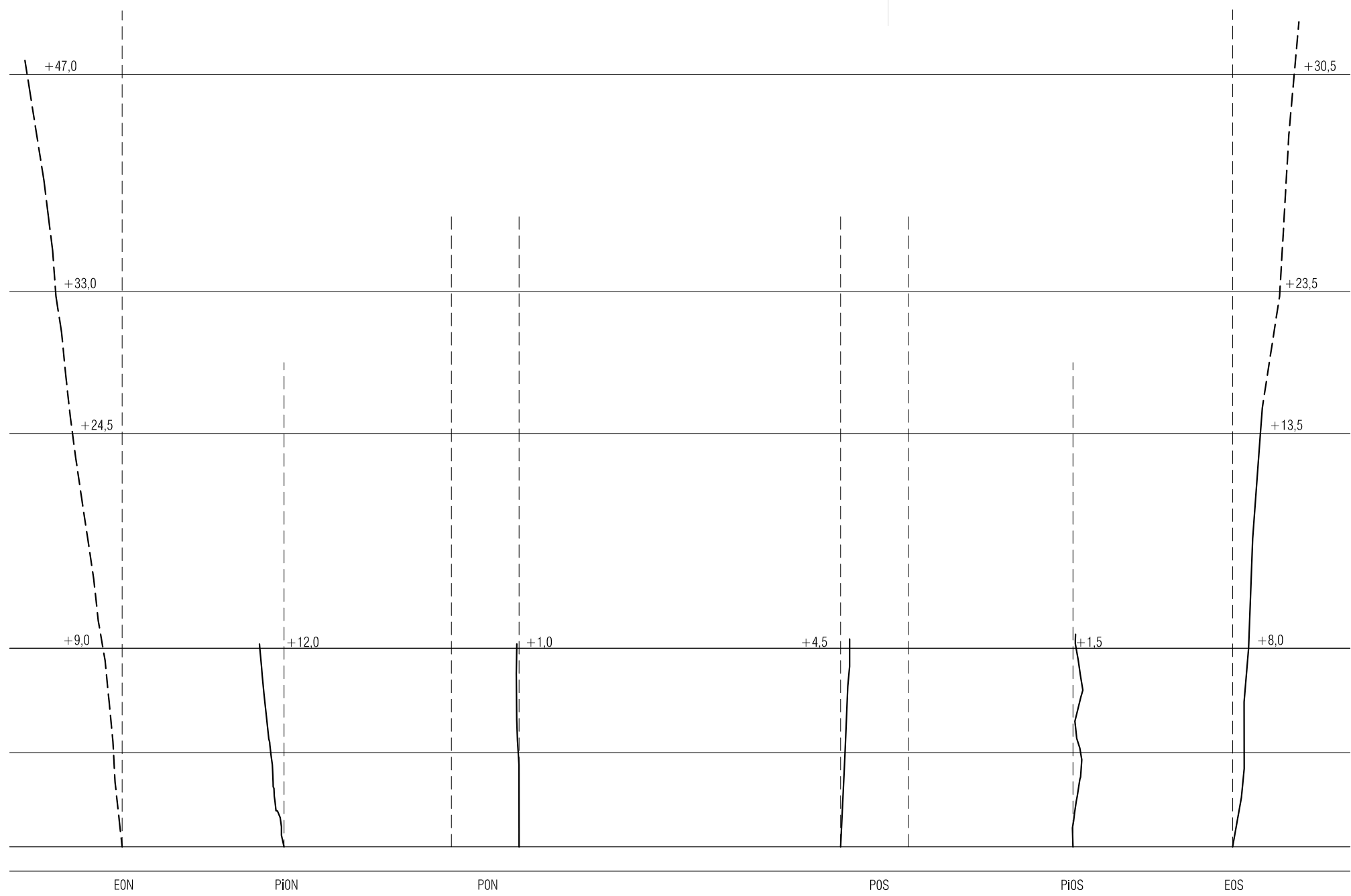
COTA DE REFERENCIA ±0.00:
PAVIMENTO INTERIOR EN EL CENTRO DE LA NAVE MAYOR ENTRE LOS PÓRTICOS 4 Y 5

MEDICIÓN DE DESPLOMES EN PILARES Y FILASTRAS A PARTIR DE LA COTA 1,20 m
(POR ENCIMA DE LAS BASAS)

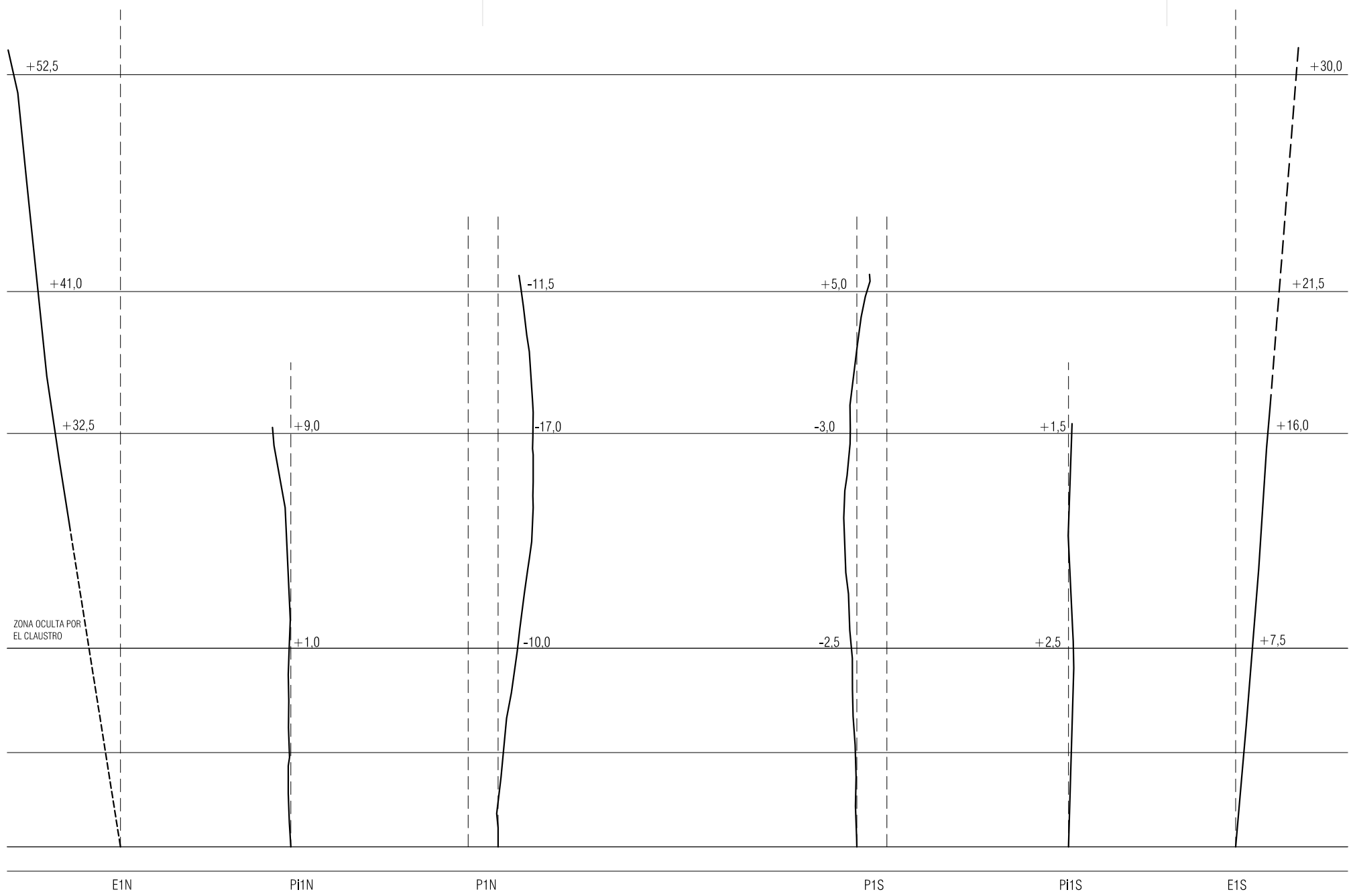
MEDICIÓN DE DESPLOMES EN ESTRIBOS PILARES A PARTIR DE LA COTA 5,85 m
(ARRANQUE DE LOS ESTRIBOS SOBRE EL MURO DE FACHADA)

LÍNEA DE DESPLOME A TRAZOS: MEDICIÓN INDIRECTA EN ZONAS RETRANQUEADAS

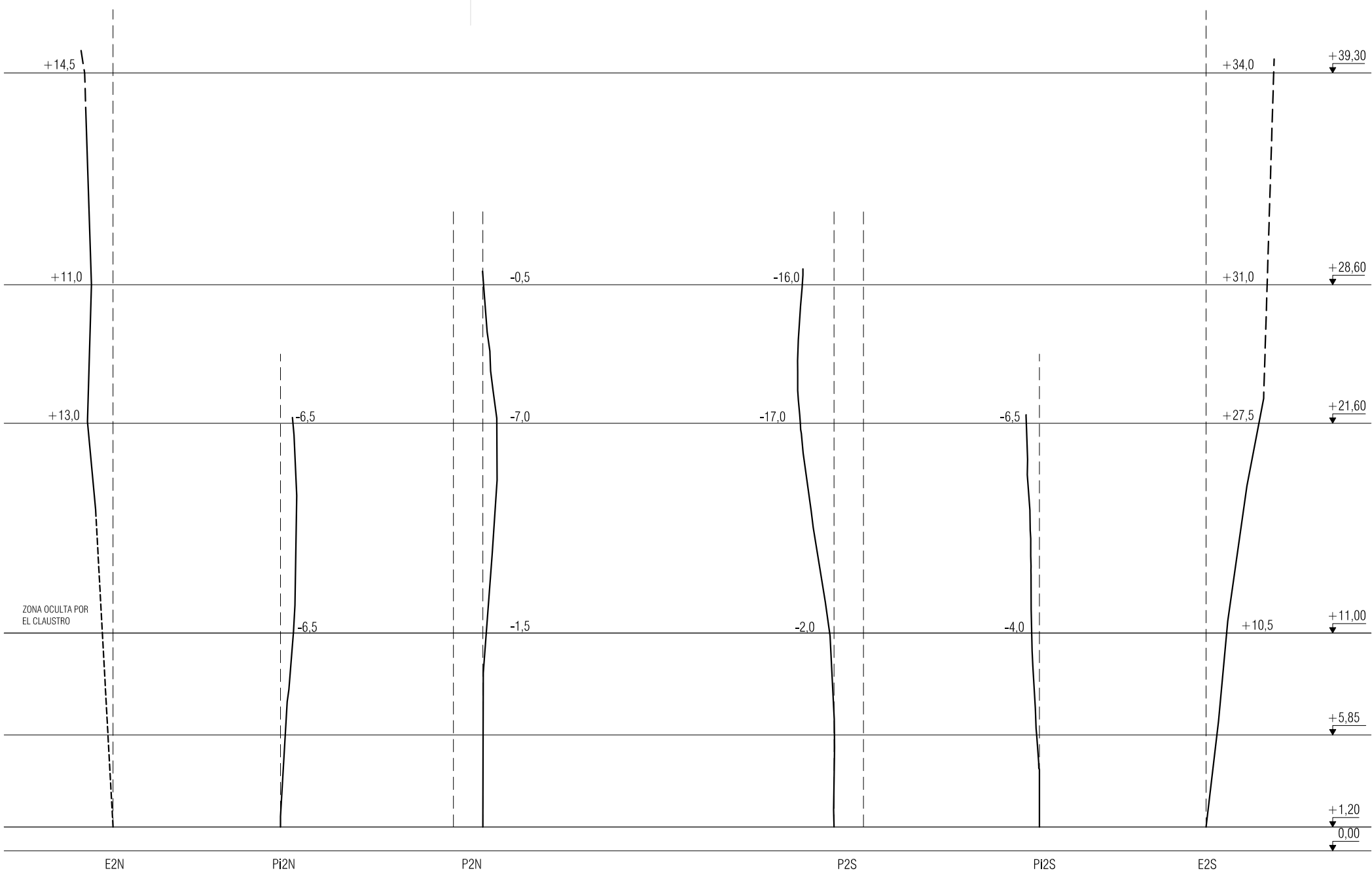




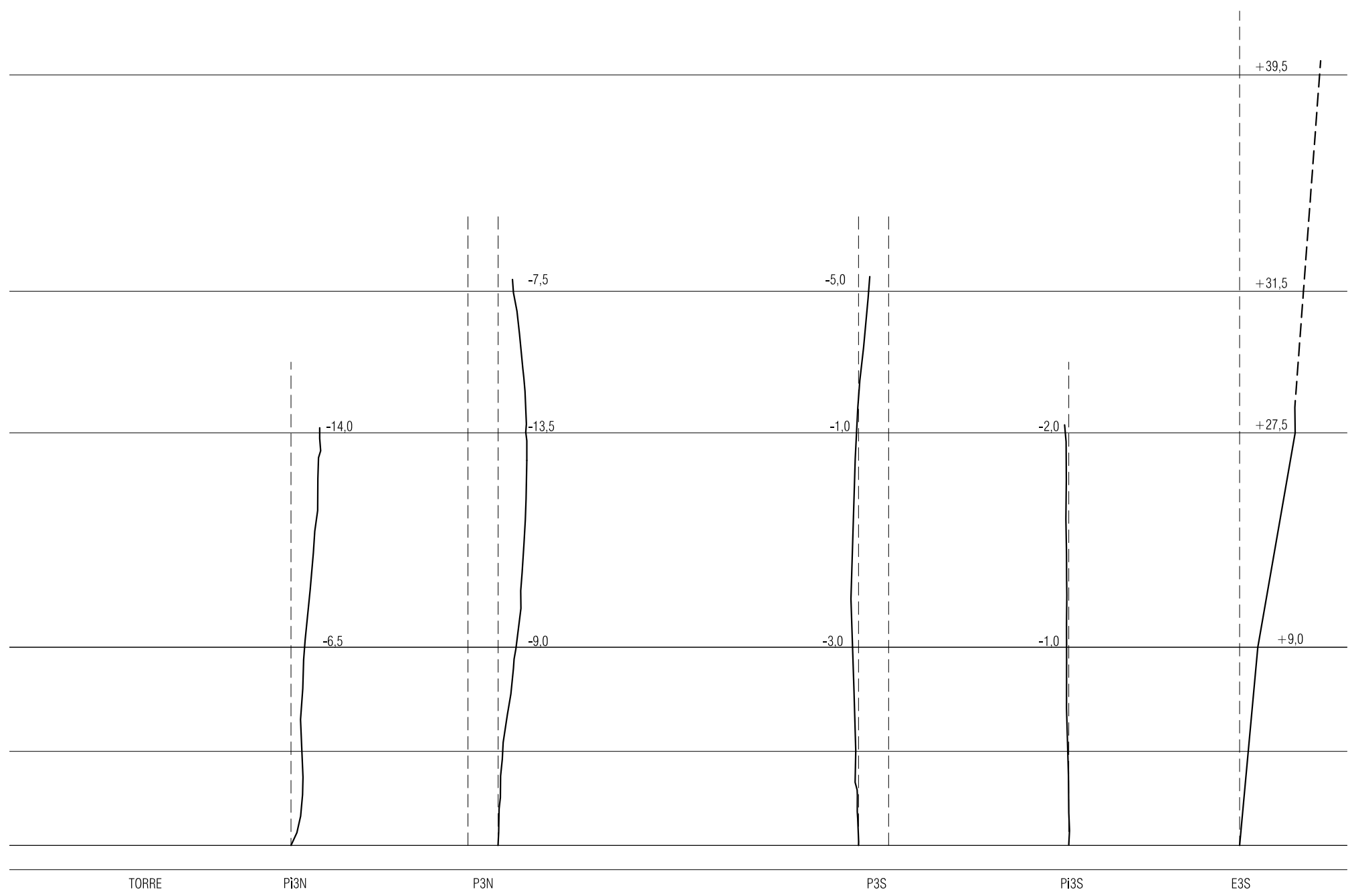
DESPLOMES PÓRTICO 0 (CABECERA)



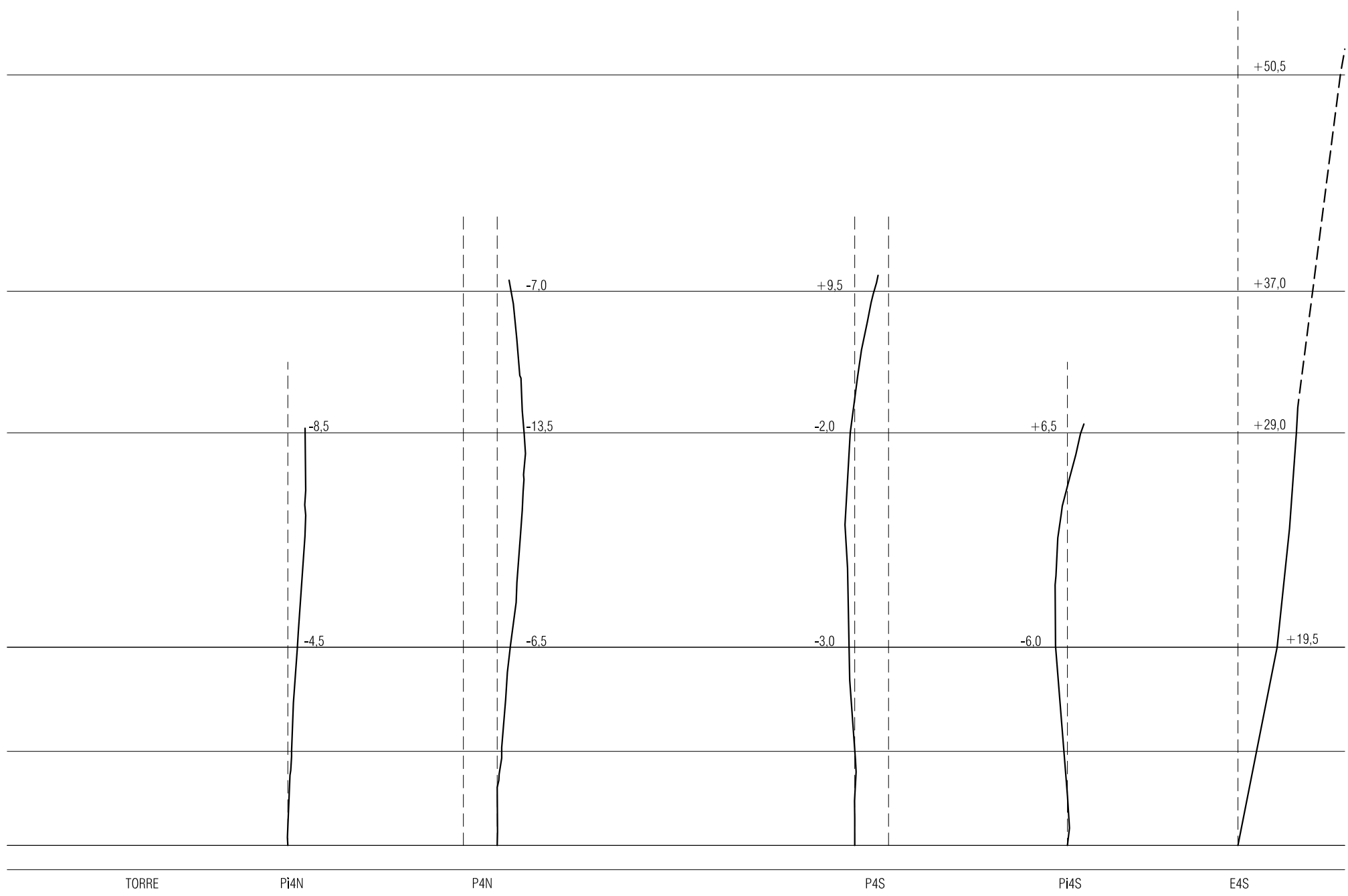
DESPLOMES PÓRTICO 1



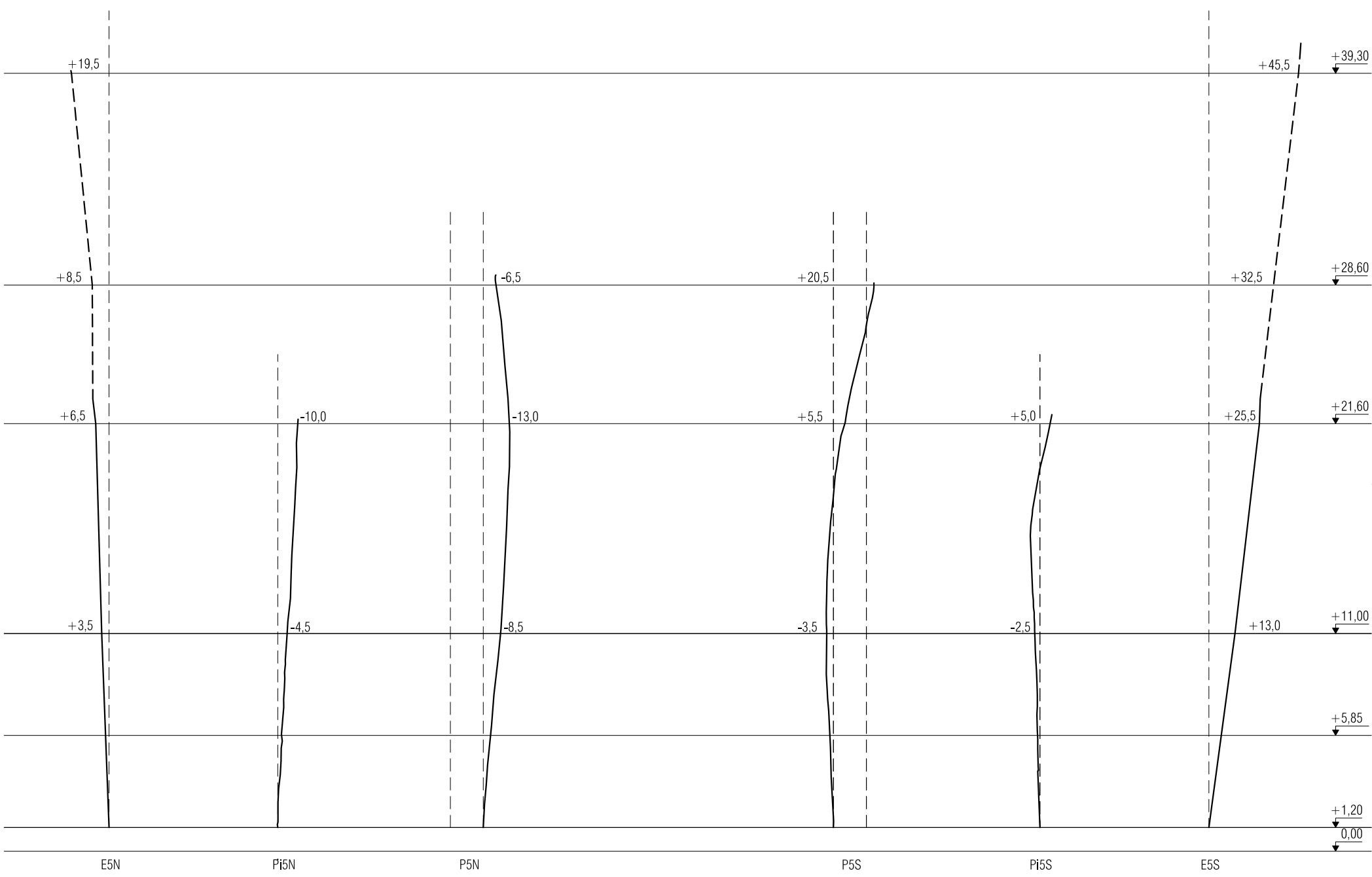
DESPLOMES PÓRTICO 2



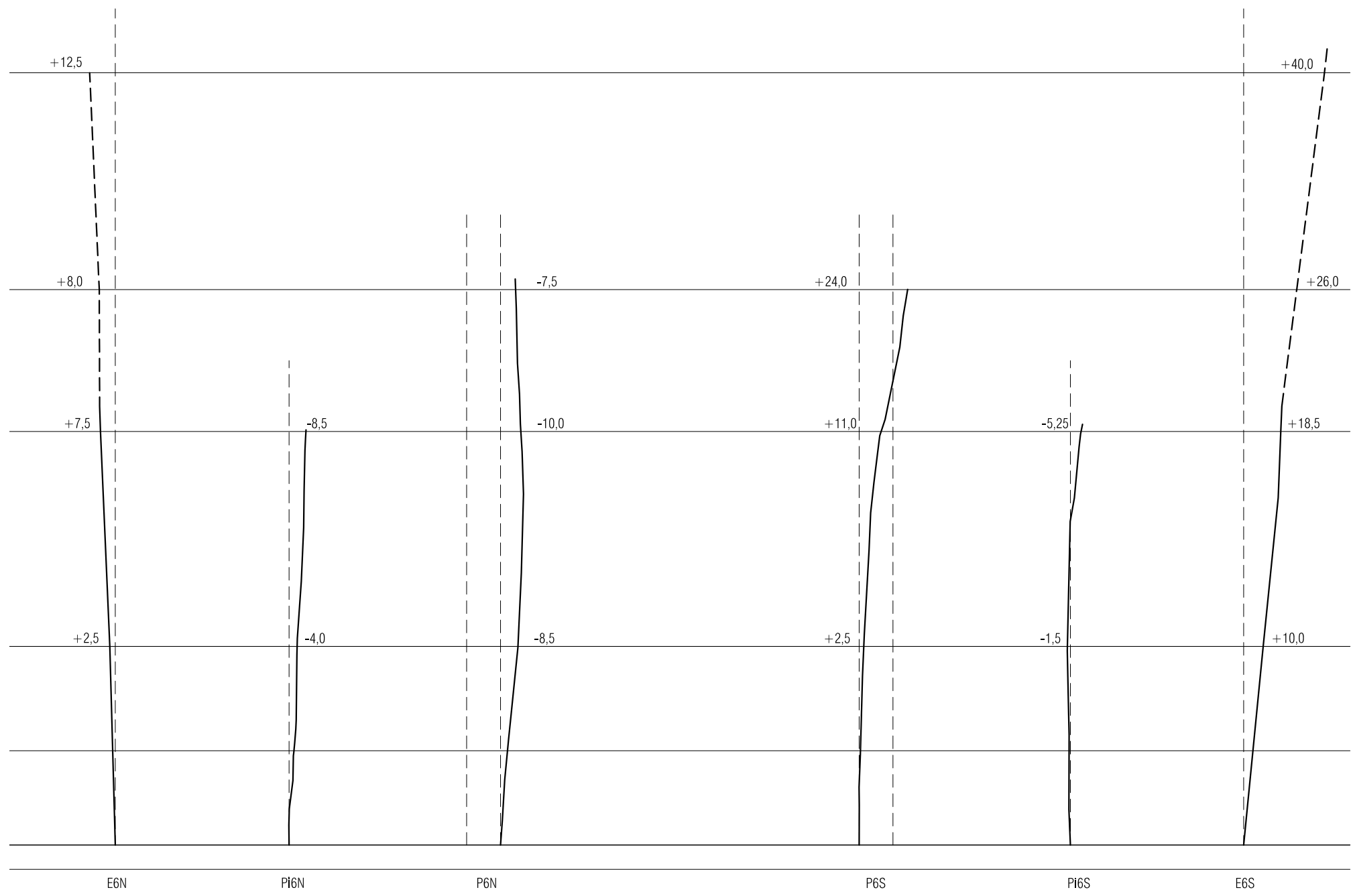
DESPLOMES PÓRTICO 3



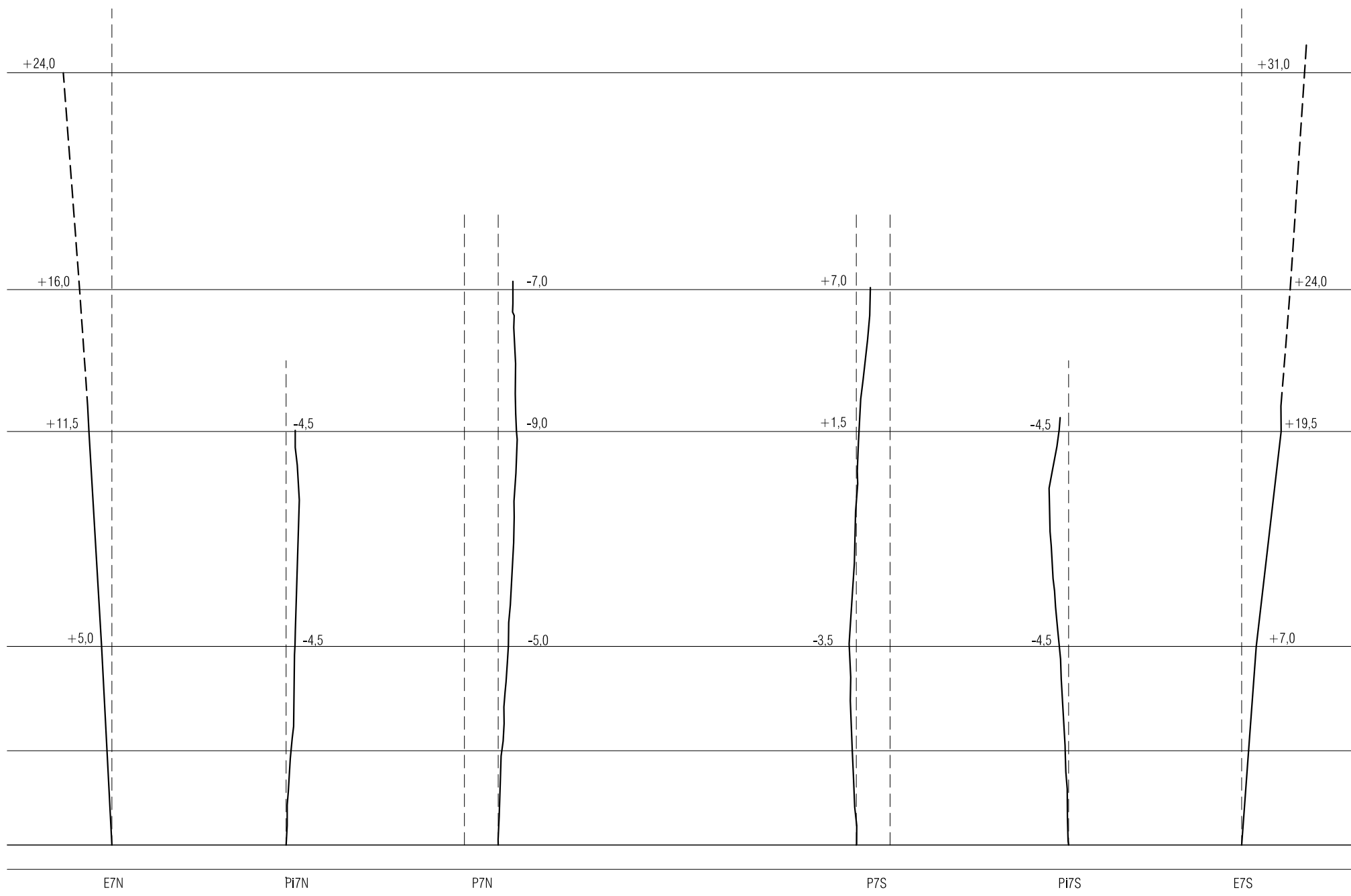
DESPLOMES PÓRTICO 4



DESPLOMES PÓRTICO 5



DESPLOMES PÓRTICO 6



DESPLOMES PÓRTICO 7

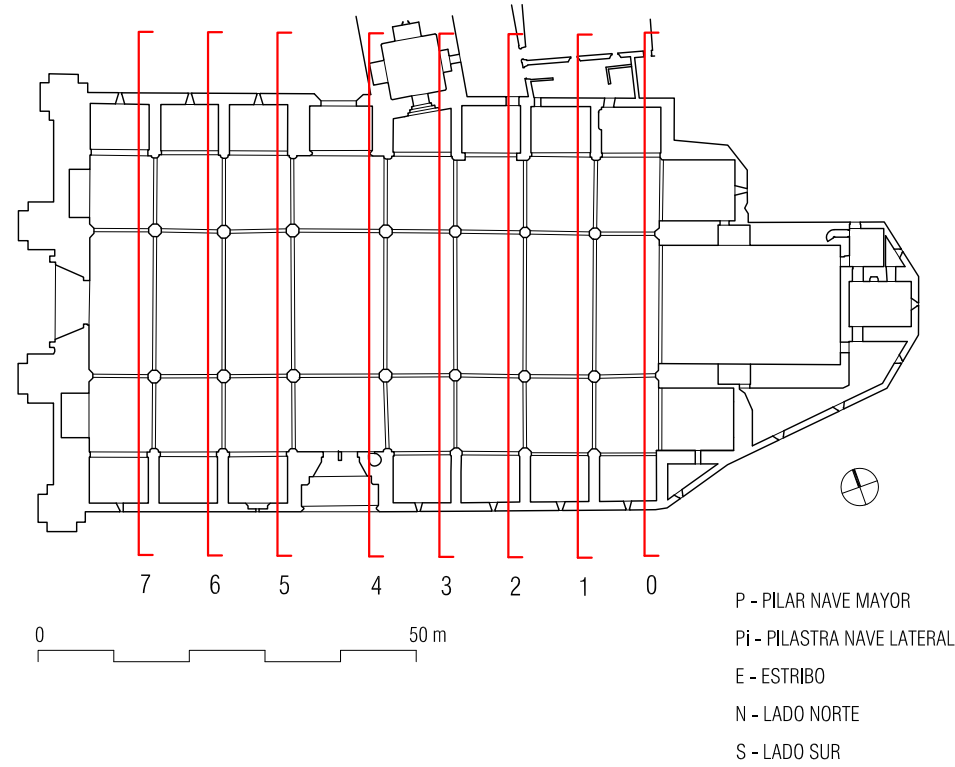
ESCALA HORIZONTAL DE DESPLOMES REALIZADOS 1/25
0 0.5 1 m

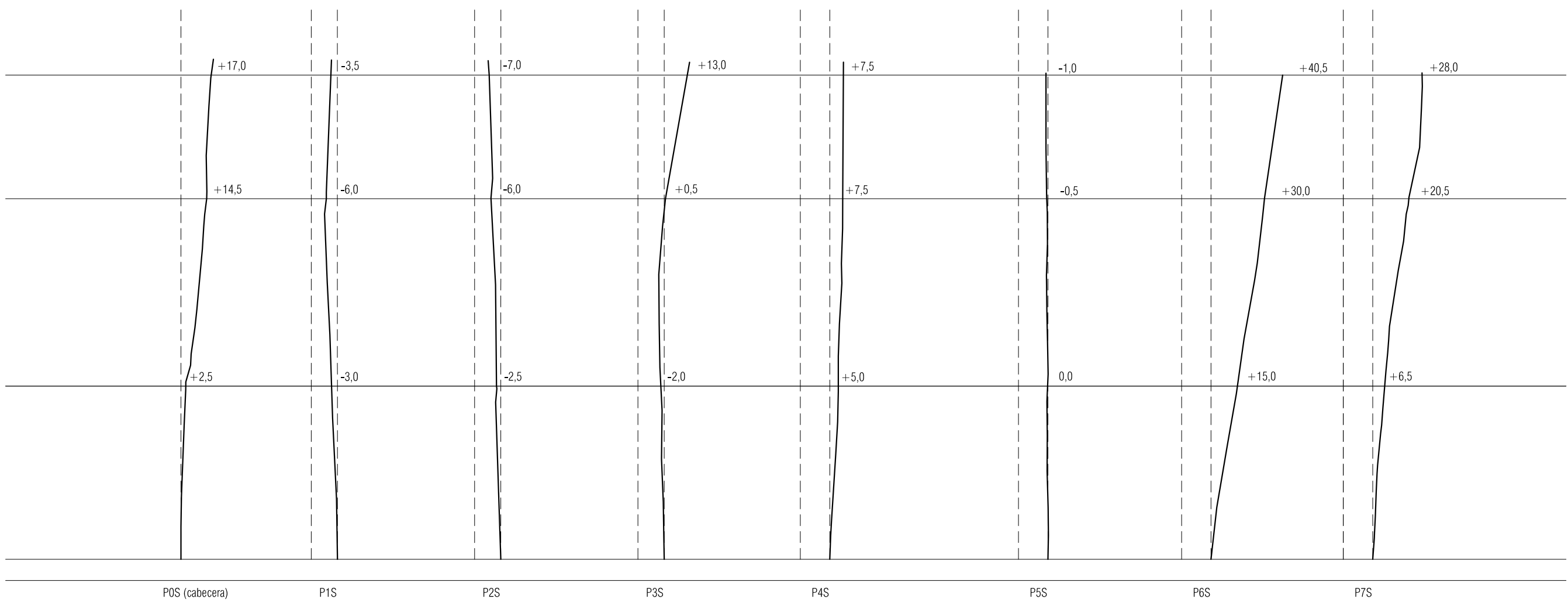
ESCALA DE LÍNEAS DE REFERENCIA 1/250
0 1 2 3 4 5 10 m

COTA DE REFERENCIA 0.00.
PAVIMENTO INTERIOR EN EL CENTRO DE LA NAVE MAYOR ENTRE
LOS PÓRTICOS 4 Y 5

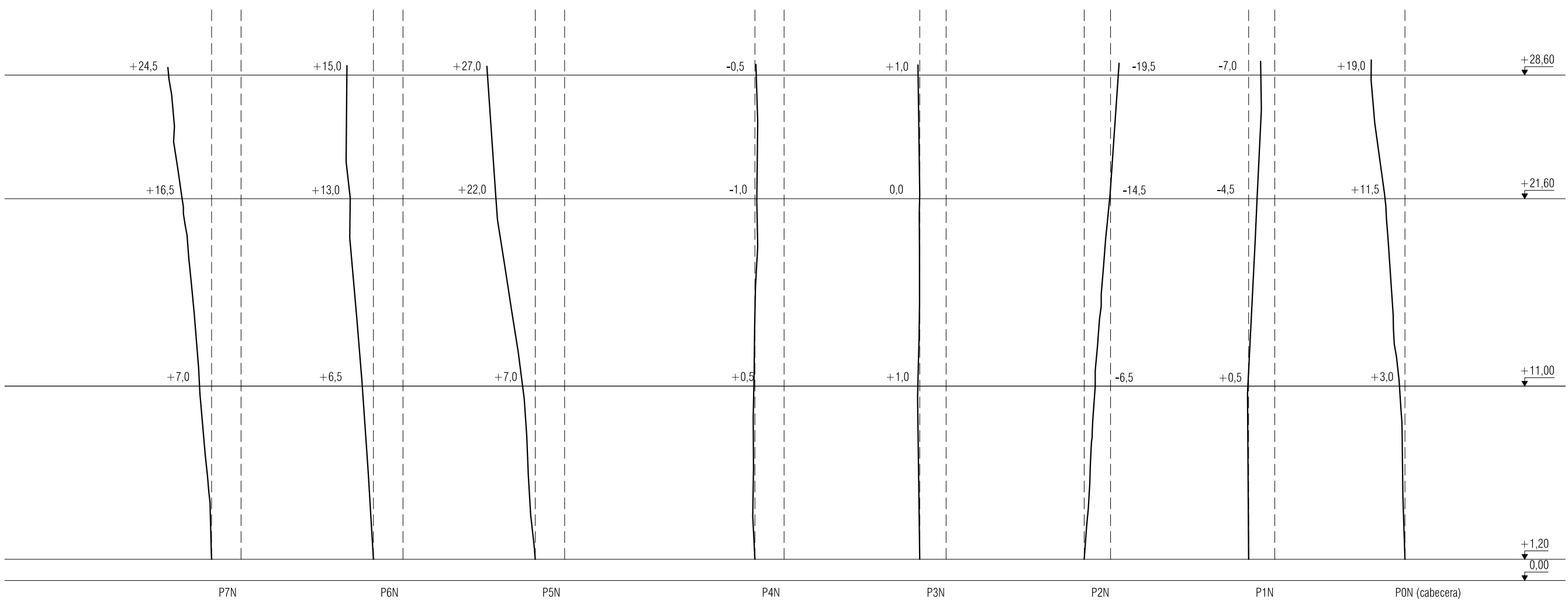
MEDICIÓN DE DESPLOMES A PARTIR DE LA COTA 1.20 m (POR
ENCIMA DE LAS BASAS)

LÍNEA DE DESPLOME A TRAZOS: MEDICIÓN INDIRECTA EN
ZONAS RETRANQUEADAS

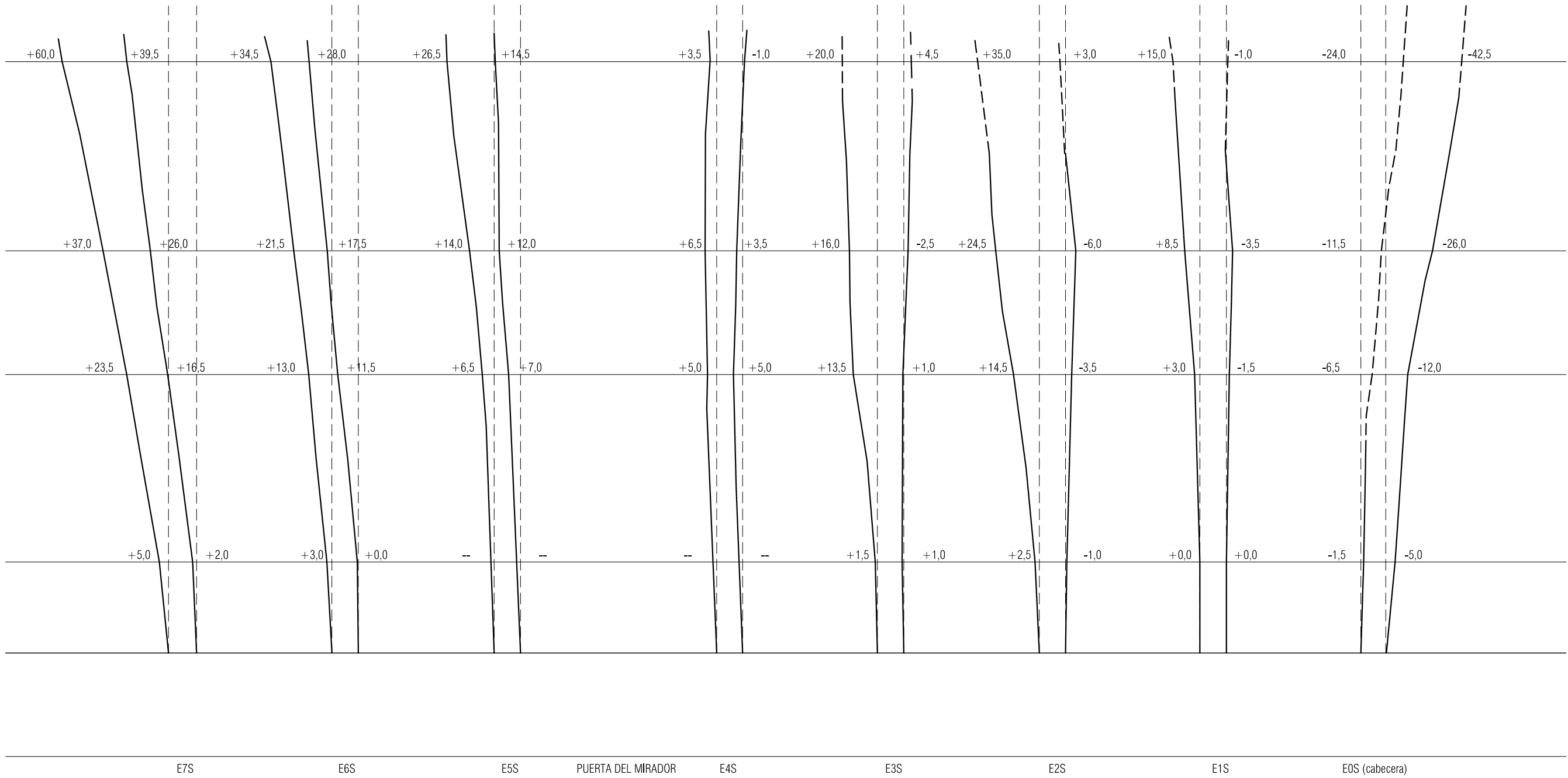




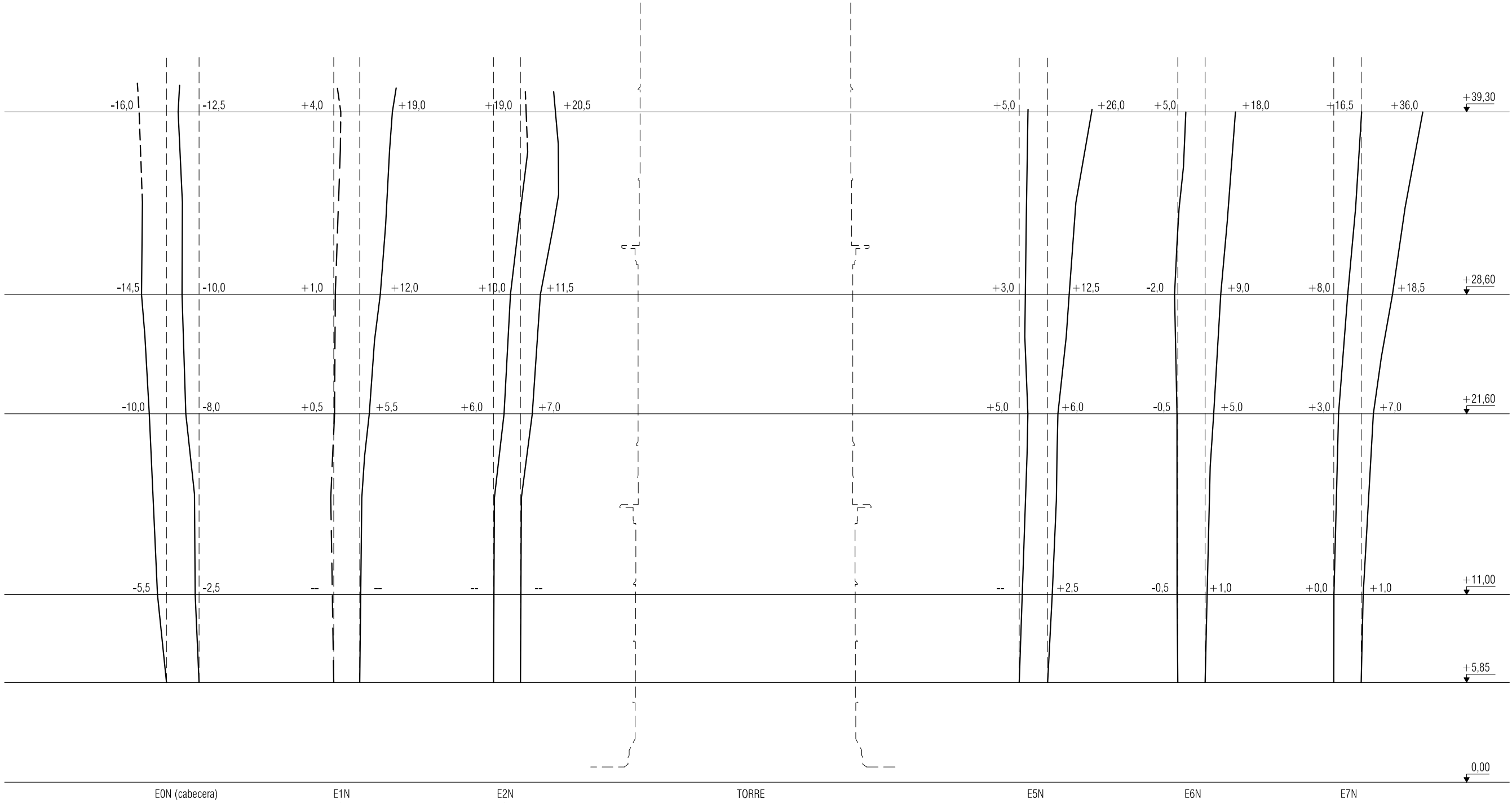
DESPLONES PILARES SUR



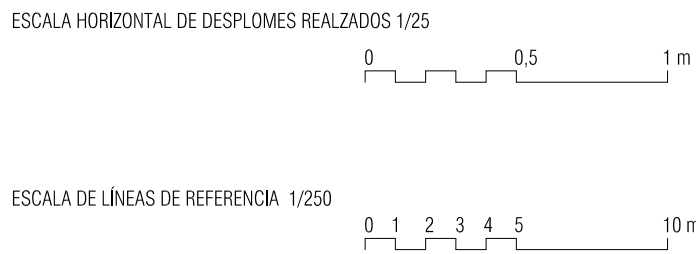
DESPLONES PILARES NORTE



DESPLONES ESTRIBOS SUR



DESPLONES ESTRIBOS NORTE



COTA DE REFERENCIA 0.00:
PAVIMENTO INTERIOR EN EL CENTRO DE LA NAVE MAYOR ENTRE LOS PÓRTICOS 4 Y 5

MECION DE DESPLONES EN PILARES A PARTIR DE LA COTA 1.20 m (POR ENCIMA DE LAS BASAS)

MECION DE DESPLONES EN ESTRIBOS PILARES A PARTIR DE LA COTA 5.85 m (ARRANQUE DE LOS ESTRIBOS SOBRE EL MURO DE FACHADA)

LINEA DE DESPLOME A TRAZOS: MECION INDIRECTA EN ZONAS RETRANQUEADAS

